

博士学位論文

地域材による木造住宅の開発とその耐震性能
—「とちぎの木の家」を事例として—

平成 29 年 3 月

宇都宮大学大学院工学研究科
博士後期課程システム創成工学専攻
丸山純夫

地域材 による木造住宅の開発とその耐震性能
—「とちぎの木の家」を事例として—

目次

第1章 序論	
1.1 本研究の構成と概要	1
1.2 本研究の目的	2
1.3 本研究の背景	2
1.4 背景の現状	7
第2章 木の部品化概論	9
2.1 山の木の標準化	9
2.2 部品の機能と効果	14
2.3 真壁による部品化	18
① 可変性を含む真壁工法	18
② 真壁の部品化とその効用	20
③ 真壁の構造特性	22
2.4 部品化による地域材住宅の仕様	25
2.5 まとめ	30
第3章 古民家と在来工法住宅の耐震性能	39
3.1 はじめに	39
3.2 那須烏山市大木須の古民家の調査結果	40
3.2.1 古民家の概要	40
3.2.2 古民家の構造	44
3.3 那須烏山市大木須地区における古民家の耐震性能評価	56
3.3.1 古民家の耐震性能の評価手法	56
3.3.2 部位の仕様とその単位荷重	57
3.3.3 地震力	58
3.3.4 古民家の耐震要素の種類	59
3.3.5 古民家の耐震診断結果	60
3.3.6 古民家における地震時の応答値の算定	62
3.3.7 在来工法住宅の限界耐力計算と耐震診断結果	73
3.3.8 在来工法住宅における地震時の応答値の算定	74
3.4 古民家と在来工法住宅の構造特性	85
3.5 まとめ	88
第4章 地域材住宅の接合部の構成	91
4.1 研究の概要	91
4.2 部材内蔵型金物の仕組み	92
4.2.1 部材内蔵型金物の部品の応力機能と取付け状況	92

4.2.2	部材内蔵型金物の名称と仕様及びその内蔵方法	94
4.2.3	部材内蔵型金物への引張り力導入方法	95
4.2.4	部材内蔵型金物が持つ機能と特徴	97
4.3	部材内蔵型金物を使用した接合部の各種試験とその結果	98
4.3.1	丸くさびCW12の設置位置が接合部強度に及ぼす影響	98
4.4	仕口接合部試験体の試験方法と試験結果及びその考察	101
4.4.1	試験方法	101
4.4.2	試験結果	102
4.4.3	考察	105
4.5	地域材住宅に用いる部材内蔵型金物	109
4.5.1	部材内蔵型金物の概要	109
4.5.2	部材内蔵型金物による仕口・継手の実験結果	111
4.5.3	部材内蔵型金物による仕口・継手の構造特性	123
4.6	まとめ	126
第5章	地域材住宅の真壁による耐力壁の開発と力学特性	129
5.1	真壁用木製パネルの開発と力学的特性	129
5.1.1	はじめに	129
5.1.2	部品化による真壁用木製パネルの機能	130
5.1.3	真壁用木製パネルの概要	131
5.1.4	真壁用木製パネルと協働する軸組	133
5.1.5	試験体の種類と仕様	136
	①W試験体の仕様	137
	②M試験体の仕様	139
	③P試験体の仕様	143
5.1.6	試験方法	144
5.1.7	試験結果と考察	145
	①W試験体の結果と考察	148
	②M試験体の結果と考察	149
	③P試験体の結果と考察	151
5.1.8	まとめ	153
5.2	地域材住宅のための耐力壁	154
5.2.1	地域材住宅のための耐力壁の構成と仕様	154
5.2.2	実験方法	157
5.2.3	実験結果	158
	(1) A 1 漆喰塗壁	159
	(2) B 1 1 差し鴨居付漆喰塗腰壁 3 尺	162
	(3) B 1 2 差し鴨居付漆喰塗腰壁 6 尺	165
	(4) B 2 1 腰壁 3 尺	168
	(5) B 2 2 漆喰塗腰壁 6 尺	171
	(6) C 1 杉板パネル壁	174
	(7) D 1 1 差し鴨居壁 3 尺	177

(8) D 1 2 差し鴨居壁 6 尺	180
(9) E 1 差し鴨居付通柱 6 尺	183
(10) F 1・2 階床	186
(11) R 1・屋根	189
5.2.3 地域材住宅の真壁による耐力壁の復元力特性	192
5.2.4 まとめ	195
第 6 章 実在住宅の壁を地域材住宅の耐力壁に置き替えた事例住宅	
の耐震性能の検証	197
6.1 まえがき	197
6.2 検証方法の方針	197
6.3 実在住宅を地域材住宅の耐力壁に変換する方法	199
6.3.1 実在住宅 52 棟の建物概要	199
6.3.2 実在住宅を地域材住宅の耐力壁で構成する木造住宅 へ変換するルール	199
6.3.3 地域材住宅の耐力壁に構成する事例住宅	200
6.4 地域材住宅の耐力壁で構成された事例住宅の力学特性を求める ための算定方法	207
6.4.1 地域材住宅の耐力壁で構成された事例住宅の固定荷重	207
6.4.2 壁量計算による 1/120rad 時壁量充足率と 4 分割法に よる偏心の算定方法	207
6.4.3 限界耐力計算による損傷限界変位と安全限界 変位及び 1/30rad. 時壁量充足率の算定方法	208
6.4.5 事例住宅 No. 1 の壁量計算と限界耐力計算	210
6.5 事例住宅 52 棟の壁量計算と限界耐力計算による算定結果	221
6.5.1 壁量計算による 1/120rad 時壁量充足率の算定結果	221
6.5.2 4 分割法による偏心の算定結果	221
6.5.3 限界耐力計算による損傷限界変位と安全限界時壁量 充足率の算定結果	221
6.6 壁量計算のみを用いた大地震時の安全性の検証	225
6.6.1 壁量計算による 1/120rad 時壁量充足率と限界耐力計算 による 1/30rad 時応答変形角の関係	225
6.6.2 壁量計算のみを用いた安全限界変位による安全性の検証	228
6.6.3 各特定変位時のベースシア係数の比較	229
6.6.4 まとめ	233
第 7 章 結論	235
本論文に関連する研究業績一覧	240
謝辞	241

第 1 章 序論

1.1 本研究の構成と概要

本論文の研究の構成は以下のような第 1 章から第 7 章からなっている。

第 1 章 序論

第 2 章 木の部品化概論

第 3 章 古民家と現代民家の耐震性能

第 4 章 地域材住宅の接合部の構成

第 5 章 地域材住宅の真壁による耐力壁の開発と力学特性

第 6 章 実在住宅の壁を地域材住宅の耐力壁に置き替えた事例住宅の耐震性能の検証

第 7 章 結論

第 1 章は本論文の目的と構成を示している。またその研究を行う原因と背景を示し、その問題点の解決法を見出している。

第 2 章は山の木と町の木造住宅の造られ方に照準をあて、真壁の部品化による地域材住宅の家づくりが、その解決策とする論を進めている。そこで事例として、栃木県産の杉の植生に対応した木材の標準化を行い、地域材住宅の部品を決めている。

第 3 章では古民家と現代民家の構造特性を比較して、古民家の構造特性は開発する地域材住宅の指針になることを確かめている。

第 4 章は地域材住宅の部品化の要となる接合部の部材内蔵型金物を開発している。その機能と構造の特性を実験から検証して実用可能なことを確かめている。

第 5 章は、開発した部材内蔵型金物を用いて、地域材住宅の標準化した真壁の耐震要素を開発している。この構造特性を実験から検証して、実用可能なことを確かめている。

第 6 章は、地域材住宅の構造特性が明らかになった、標準化した真壁の耐震要素を、既存住宅 52 棟に組み替えて耐震性能を検証している。その結果、標準化した真壁の耐震要素を用いた地域材住宅は、大地震時でも倒壊しないことが、簡易な実用設計法から検定できることを検証している。

第 7 章は本論文の検証結果から、部品化された地域材住宅は、塑性域の変形性能が高い粘りを有する、木造軸組真壁工法住宅であり、その検定は簡易な実用設計法からできること結論づけている。

以上のような進行で本論文は構成されている。

1.2 本研究の目的

筆者の木造住宅建築の設計と施工の経験から、社会に流れる既存の住宅生産システムを概観すると、山と大工の就業者数の減少に気づかされる。そのため、現代の木造住宅を構成する主要材料である山の木と、それを加工し建築する地場の大工工務店との関係性について注意を払う必要がある。それは近い将来において山と大工の就業者不足から、住宅建設が円滑に行われない恐れがある。そのために、地場の大工工務店による木造住宅の生産技術を改良し、効率的に推し進める必要がある。それは木造住宅を構成する山の木の標準化を行い、山の作業と大工作業の連系を密にして、省力化を図ることが必要である。標準化された地場産材の木造住宅(以後、地域材住宅)の設計と施工の合理化により、山の作業も同時に合理化を行う。その結果、山と大工の就業者不足を少しでも解消できるようにしたい。それは、森林環境の保全が図れることにもなる。そこで、地場の杉の植生に応じた木材の部品で構成した地域材住宅が、具体的に建設が可能になるように、耐震性能を検証する。

1.3 本研究の背景

平成 11 年度以降、9 年間の住宅着工件数の減少は回復せず、平成 20 年度は 30%マイナスを示す 42 万 4 千戸になっている。その中で平成 20 年度の一戸建て木造の住宅着工戸数は 36 万 3 千戸余りである。これは住宅着工件数が減少し続けているが、一户建て住宅着工戸数の構成比は 85%を占めている。この構成比はこの 10 年間で漸増している。(図 1) しかし、この一户建て木造住宅の建設の大工就業者の推移をみると、93 万 6 千人だった 1980 年以降減少して、2005 年の 54 万人から 2010 年 5 年間で 4 人に 1 人、25%マイナスの 40 万人に急減している。(図 2, 表 1)このように住宅着工件数が減少して、大工就業者も減少し、整合を示しているように見えるが、その実体は違っている。それは住宅着工件数の減少の中、木造戸数の構成比は微増しており、大工就業者の減少がそれ以上の割合になっている。また、高齢化社会に向けて、日本でも、既存住宅のリフォーム工事が増えていくことが、海外のリフォーム市場の大きさと比較しても分かる。(図 3) これは大工就業者がリフォーム市場に引き寄せられることになり、大工就業者のひっ迫状態は緊喫の社会的課題と言える。また、大工就業者に限らず巷間見られるように、木造住宅の建設に関わる職人も減少している。また山から木を伐り出し、植林をつかさどる山の林業従事者も減少している。(表 1)これは山の木と連携する町の住宅生産システムの省力化が必要であることが分かる。

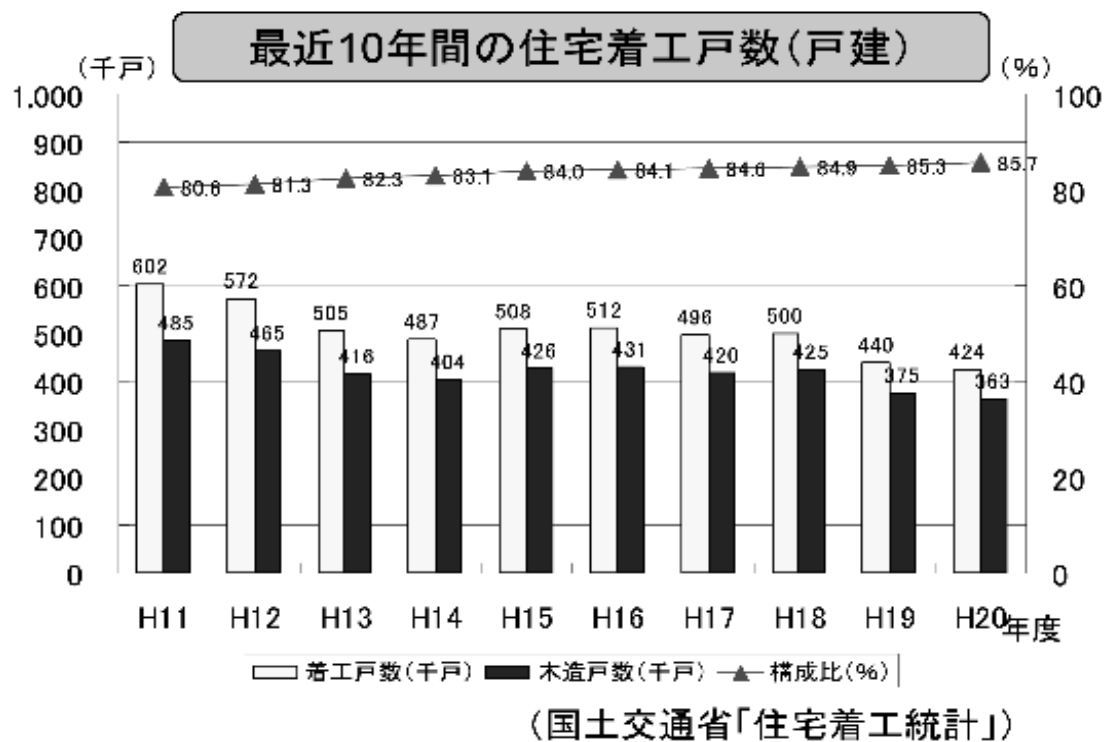
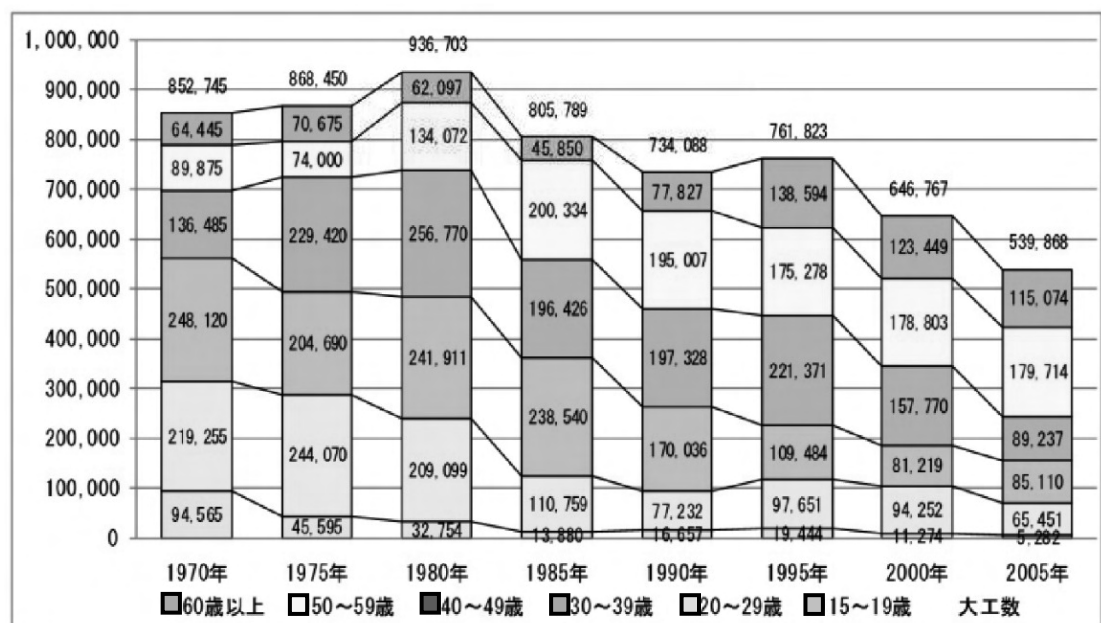


図1 住宅着工件数の推移

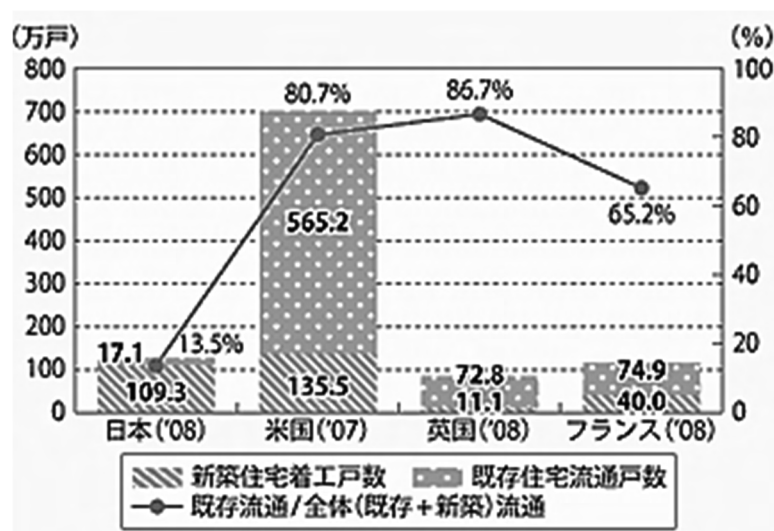


※ 2010年の大工就業数は、397,400人(速報値)

図2 大工就業者数の推移(国勢調査より)

表1 建設従事者数の推移(国勢調査より)

	2000年	2005年	2010年
全国総数(職業小分類)			58,294,700
(36) 林業従事者		52,173	50,500
136 育林従事者		28,999	24,600
137 伐木・造材・集材従事者		18,669	21,400
138 その他の林業従事者		4,505	4,500
J 建設・採掘従事者			2,646,100
(50) 建設・土木作業従事者	2,880,632	2,589,349	2,071,400
203 型枠大工			49,200
204 とび職	111,879	115,302	100,900
205 鉄筋作業従事者			38,000
206 大工	646,767	539,868	397,400
207 ブロック積・タイル張従事者	58,414	49,493	32,900
208 屋根ふき従事者	38,808	33,286	19,100
209 左官	152,273	124,764	87,400
210 畳職	28,384	23,413	16,900
211 配管従事者	334,929	313,311	258,900
212 土木従事者	858,585	728,863	511,400



(資料)

日本:住宅・土地統計調査(平成20年)(総務省)

住宅着工統計(平成21年)(国土交通省)

米国:Statistical Abstract of the U.S. 2007

英国:コミュニティ・地方政府省ホームページ

<http://www.communities.gov.uk/>

(既存住宅流通戸数は、イングランド及びウェールズのみ)

フランス:運輸・設備・観光・海洋省ホームページ

<http://www.equipement.gouv.fr/>

図3 住宅投資に占める既存住宅(リフォーム)の割合の国際比較

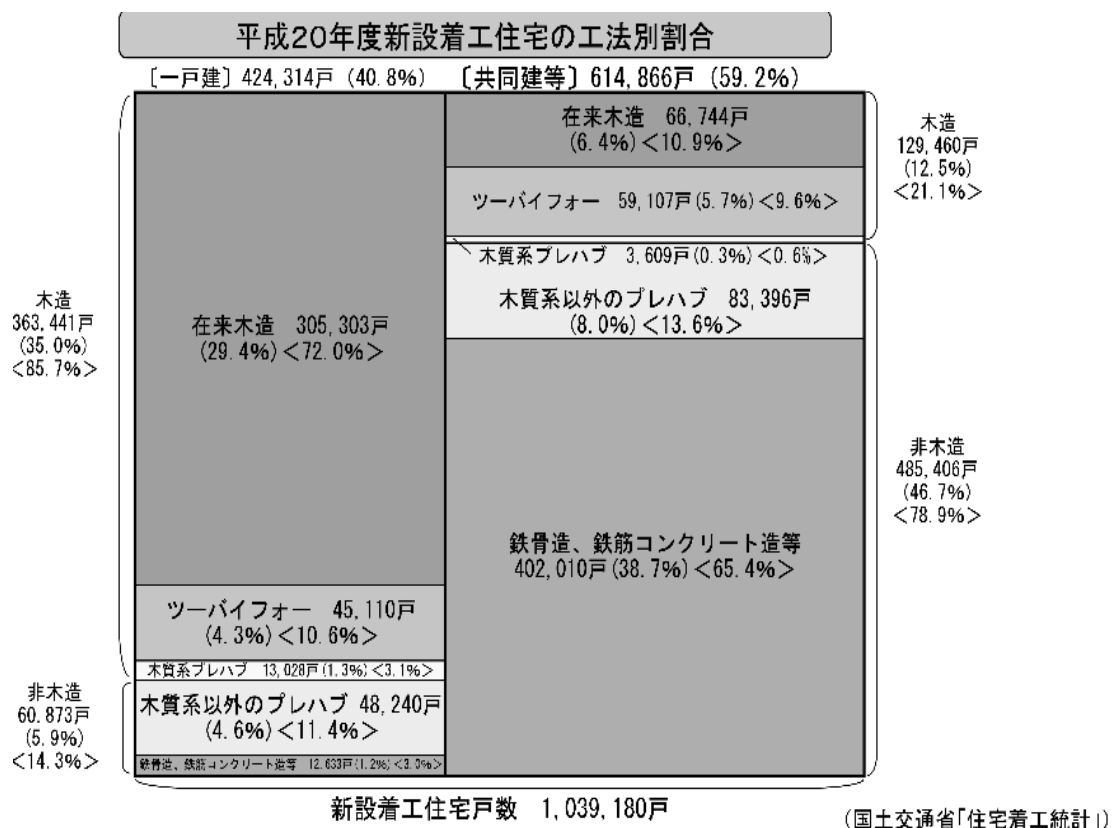


図4 住宅の工法別着工件数の比率

1.4 背景の現状

木造住宅の生産に限らず、生産は現場で作業する技能者あるいは技術者の能力に委ねなければならない。特に木造住宅は社会の基盤に流れてきた生産システムに依存している。これは車や家電などの工場で製造する見込み生産によるメーカーとは違う仕組みである。旧来、地場で信頼を得てきた、大工棟梁は地域コミュニティの核となる知人縁故の関係から、住宅を受注して造ってきた。現在はこの生産の仕組みが薄れているが、社会基盤に伏して隠れている大工工務店の生産システムによる、在来工法の住宅建築の領域はまだ広い。(図 4)しかし、新たなコミュニティの都市的住民は、その住宅を拒み始めている。これは個を重視する都市的住民による社会的意思が、地域の住宅建設にまつわるコミュニティの薄れる原因になっている。

この地域のコミュニティが薄れる中、旧来の大工工務店の家づくりの領域に工業化住宅が侵入してきている。(図 4)住宅メーカーは自社の生産システムとブランド力で住宅ユーザーを囲うことになる。住宅メーカーでは生産システムを個別対応できるように改良して、住宅メーカーが得意とする量産品、標準品による工業製品にも関わらず、個々の住宅ユーザーに対応している。この生産システムは自社の有利性に直結していることは当然なことであり、自社の生産システムを外れれば、工業製品としての量産、標準化のメリットが生かせない。そこで住宅ユーザーに対して自社が製造する住宅の技術と意匠的表現と共に、住宅ユーザーの望むライフスタイルに合致しているように、住宅メーカーは働きかける。

旧来の大工工務店の、在来木造住宅の生産システムについても、ユーザーのライフスタイルにどう対応するかは問題である。個々のユーザーの主張に合わせて住宅を造ることは可能である。しかし、耐震、断熱等の性能の問題や、多様な住宅表現の要求に応えれば建設コストが見合わない。そこで住宅メーカーに劣らない、地域の住宅生産システムについても、ユーザーのライフスタイルの要求に応えられ、これまでの大工工務店が活躍できる量産が可能なシステムが求められる。

第2章 木の部品化概論^{1), 2), 3), 4), 5)}

まず本章では、木造住宅の工法やその構成材の部品化について考察しながら、開発する地域材住宅の基本である木材の標準仕様を決定する。

2.1 山の木の標準化

現在は18世紀半ばイギリスで始まった産業革命以来、化石エネルギーを使い続けた結果、CO₂による温室効果ガスにより地球の温暖化が進み、気象現象に狂いが生じている。その影響により、日本でも集中豪雨による川の氾濫、竜巻などが頻発に起こっている。その反省から循環資源としての森の木が見直されている。特に木造住宅に期待するところは大きい。

旧来から木造住宅の生産システムは、山の木と町の住宅が合理的に繋がれていた。建て主を中心にして、町から山へ、山から町へとめぐる関係を山の木が取り持つシンプルな循環の構図(図1)である。この循環の中心にいた建て主は、山に関心を抱き、環境に直接関わっていることを自覚しながら町に家を建てていた。この家づくりは町に木を植えていることであり、山に植林していることと同じである。

旧態の社会基盤である大工工務店による住宅生産システムの機能も、全国組織の住宅メーカーが台頭してきて失せている。しかし、これからは山林従事者と大工就業者が減少する少ない従事者で、町の家づくりと森林環境の保全を担うことになり、少人数でも自立的に運営できる木造住宅(以後、地域材住宅)の生産システムが求められる。

この生産システムによる地域材住宅の主要な構成材は、日本の山でストックされる地場産の杉の植生に応じた木材を利用する。山と町との循環のルールは地場産の杉に基づくものとする。生産システムのルールは古来の日本建築における木取(図2参照)や木割・建地割(図3参照)に相当するものである。木取や木割は山の木の使い方に他ならない。山ではどう木を伐り製材するか(木取)、町では木取された木をどう美しく丈夫に使うか(木割・建地割)の寸法規定のルールである。この木取と木割・建地割は、木部材の標準化を図ったものである。木取や、木割・建地割が持つ機能は、現在の工業化における量産を目的とする標準化の手法である。標準化は工業製品だけのものではなく、今まで伝わる日本建築の施工の合理的な手法でもあった。地域材住宅もこの標準化による生産システムを取り入れる必要がある。

この木取と木割・建地割による標準化のメリットで、地域材住宅による山と町の循環が円滑に展開できるようにしたい。この標準化は構成する部材を合理的に組み合わせるために、規則化することであり、性能にバラつきがないように規定化することである。住宅の構成材を標準化することで、地域材住宅の家づくりにおいて、筆者が考えるに表1のようなメリットが生まれる。木材流通の効率化と町の木工技術の合理化を図るため、古来の日本建築における木取と木割・建地割の機能による部品を、現代の木造住宅に生かすことが必要である。



図 1 山の木が取り持つ住宅生産システム

The diagram illustrates a traditional Chinese architectural plan, possibly a temple or a government office. It features a central rectangular hall labeled '堂' (Hall) on the right and a smaller room labeled '室' (Room) on the left. The building is enclosed by a wall with multiple gates. The layout includes several courtyards and internal divisions, with various rooms and corridors labeled in Chinese characters. The overall structure is symmetrical and follows traditional Chinese architectural principles.

分々ニ下ニ可、用。

- [illegible]

- 11 -

べし前包の高さは平屋根の瓦上場より熨斗瓦一枚又は二枚あげて其取付方は裏面に太柄又は引銅鉋を以て束に差込止めとす。
木連格子は前包上場に枳差とす鬼板の居處は大棟に有ては破風板前面を見通の處に定むるものなれども箕甲の如何によりては破風板内側若くは尙其内方に入る事あり。又社寺等にては尙隅棟も茅葺外面を垂直に引上げて鬼板前面とす。

(口) 建地割及木割

柱の大きさは玄關柱真々何分取りとして定む(何分取とは其間に六寸又八寸を掛るを云ふ)建地の高さは虹梁の下場を本屋差鴨居下場と全じ高さ又は建物によりて尙高くするも可しとす虹梁の成イは柱の一本二三分として巾は柱の八分取とすれども其彫刻の模様によりては例令は浮き彫の如きは柱の大きさと全じくす袖切欄の個處は柱の八分とす虹梁上場より丸桁下場迄の高さは斗組にて定め木鼻拳鼻の大きさは成イを虹梁と同じくし巾は柱の八分とす全長さは柱一本半とす蓋股の下場の長さは柱直徑の五本又は樞八支として厚さは樞の成イ程とす丸桁の大きさは巾は柱の八分取にして其成イは巾の裏の目とす樞の大きさは丸桁巾の三分の一とし成イは巾に二分増しとす木小舞の大きさは成イは樞成イの半分とし巾は樞巾の八分とす茅負の大きさは樞巾二本の長さを一とす正方形とし全隅の方鼻に二分増し及び反りを附す裏甲の大きさは樞の成イ程として巾は茅負の面より茅負程出す全く鼻に一分半の増しを付す楠木の大きさは樞の巾二本として其成イは樞の成イ及巾を加へたるものとす破風板の巾は其流れの全長の百分の八二尺に付て八分の割を腰の巾腰巾とは長さの中央を云ふとして下にも一分の増しを付け上にも三分の増しとす又は腰巾を下の巾として上にも二分増しとするも可なり其厚さは樞の成イ程とす登り裏甲の成イは平の分より一分増し上にも至りて猶一分半増しとす前包の大きさは破風の腰の八分にして巾は全六分とす全く成イの三分の一を雨覆として深さ三四分位の決り欠きをなす木連格子の大きさは掛魚の巾内にて五本納めとする時は其巾を九八にて除し其の商を格子見付と定め見込は見付の八分取とす明きは見付の二分増しとす全處貫の巾は格子見付の八分取りにして

四十三

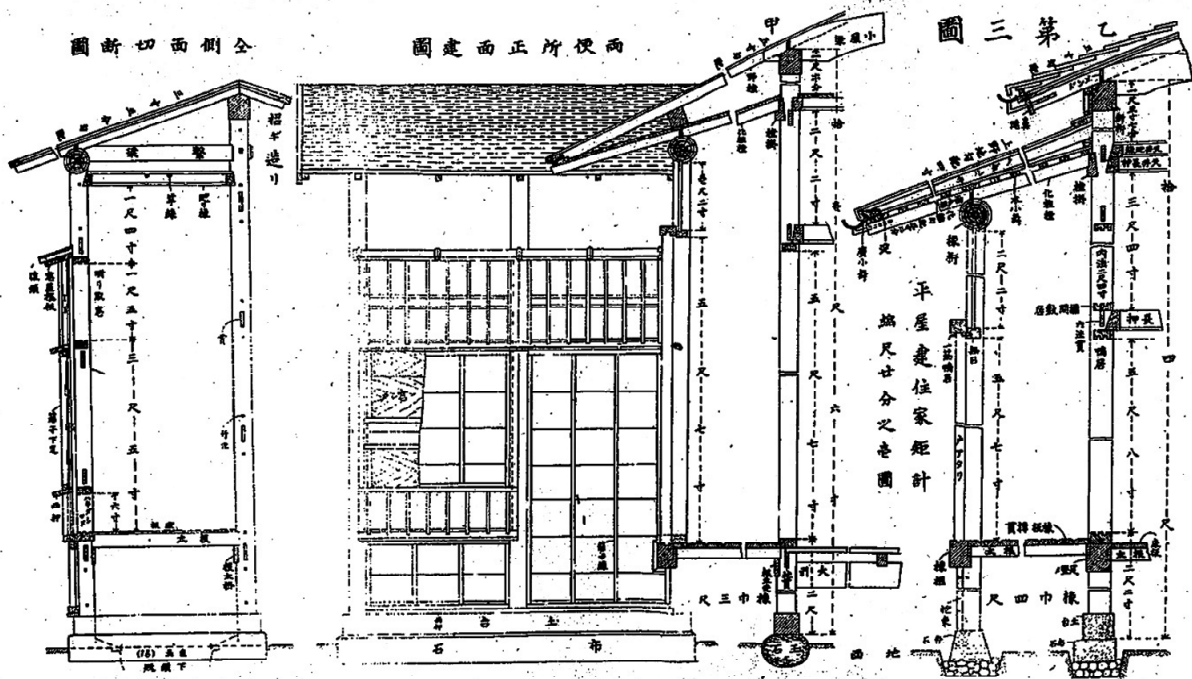
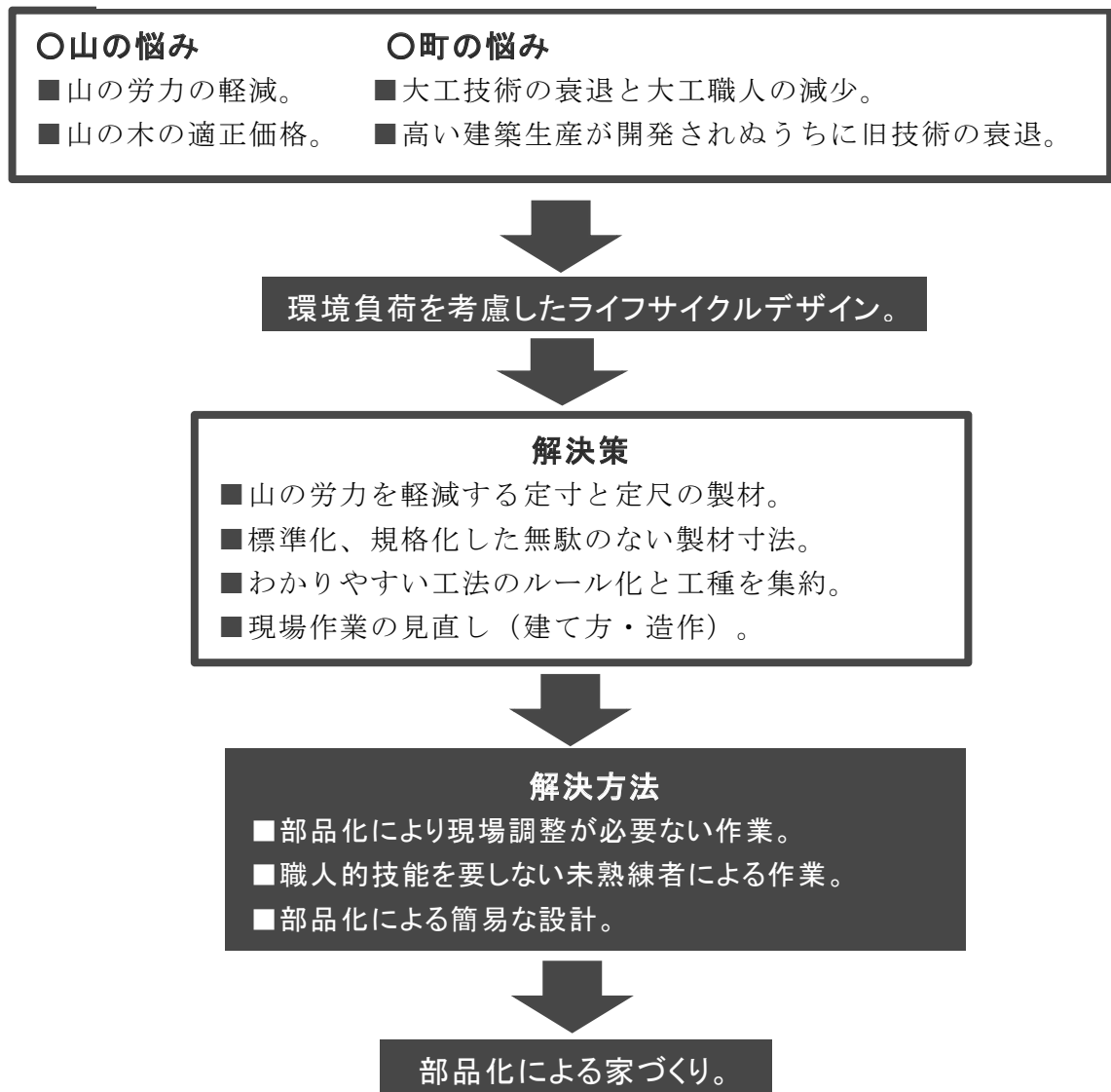


図 3 基準化されている矩計図 (日本家屋構造 斎藤兵次郎著 抜粋)

表 1 標準化の定義とそのメリットと部品

<p>■標準化</p> <ul style="list-style-type: none"> ・部材を規則化・規格化すること
<p>■標準化のメリット</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ローコストで高性能な住宅 ・設計と施工の労力の省力化 ・設計と施工の連動性が高まり混乱を防ぐ ・職種やその作業工程の簡略化 ・加工や材料の無駄が省ける ・デザインや価格、性能が前もって判る。
<p>■部品</p> <ul style="list-style-type: none"> ・部位別の構成要素を機能・性能・デザインを統合 ・現場作業を最少にする工場加工品

表 2 山の活性化と大工の減少を同時に解決する住宅生産システム



2.2 部品の機能と効果

部品は構成材を形づくる要素であり、現場作業を最小限にするための工場加工品である。現場の組み立て作業を最小にするために取り付け誤差を考慮して、正確に作らなければ部品の機能を発揮できない。

部品は作業環境が悪い現場加工ではなく工場加工が行える。そのため、工場の屋根の下で天気によらずに、計画的に作業を進めることができる。それは未熟練者や女性でも機械を使い安全に作業ができる。そのため、容易に建設従事者の補充ができることになる。また工場製作で集約される労力から、加工手間や材料の無駄も少なくなる。また部品は事前に製作できることから、デザインや価格、性能が前もって分かる。そのため設計と施工の連動性が高まり、建て主も部品から事前に家のイメージが分かり、設計者とイメージが共有できる。

部品の持つ機能は、取付け順序が明解になるので作業工程が整理でき職種の混乱がない。そのため現場の工程のロスが減り、省力化が図れる。また分別されている部品は、別々に交換ができるので、一部の劣化により、その領域をすべて修復する必要がない。これは劣化した部品だけの交換ですむためメンテナンスが容易になる。このような部品の機能を大きく考えれば可変性を可能にしてくれる工法になる。

さらに小人数の組織でも、現場で行う造作作業と平行して作業所で部品加工ができたため、工期の短縮が図れる。また部品の工場作業量を多くして、職人の現場作業量が減ることで、現場に行く通勤時間の無駄も減らせる。また分別された部品は、自社内だけでなく他社の作業場でもほかの部品が製作できる。これは大量の被災者住宅などの建設が、早急に且つ大量に必要な時は、小さな大工工務店のネットワークで可能である。

このようなことを踏まえて、日本の古民家の木造軸組真壁造による明解な部材性に着目すれば、その仕組みによる多様な空間構成と合理的な造り方に大きな可能性が見いだせると思える。(写真 1) それは国産杉の通直性と加工性の良さが、明解な住まい造りに適している。木は構造材だけでなく仕上げ材にもなり、部材のバリエーションにより転用可能な材料である。将来において多量に産出する国産の杉材を活用してサステナブルな社会も可能になる。

このような部品化の効果を得るために、現状の山林の植生を考慮しなければならない。そこで一例として、栃木県の北部、八溝山地の林有地 0.65ha から切り出される原木の径級(太さ)による産出量を図 4「山林の原木の大きさとその割合」に示す。本開発の地域材住宅は、この原木から家の部材を標準化して、図 5「木取り」と図 6「部品としての木割」を決定する。



↑ 南西外観

プロポーシオンがよい兜造り。梁柱が明解に部品となって組み合わさる真壁造。その部品で限定されるバルコニーや濡縁が軒下につくられ、風雨から守られる。



← 勝手土間北側の架構

根曲がりの小屋梁を持ち出して北の外壁と小屋の又首を支えている。北の外壁はカーテンウォールになっていて容易に取り換えられる。

写真 1 群馬県中之条町富沢家住宅 (注) 写真は筆者が撮影

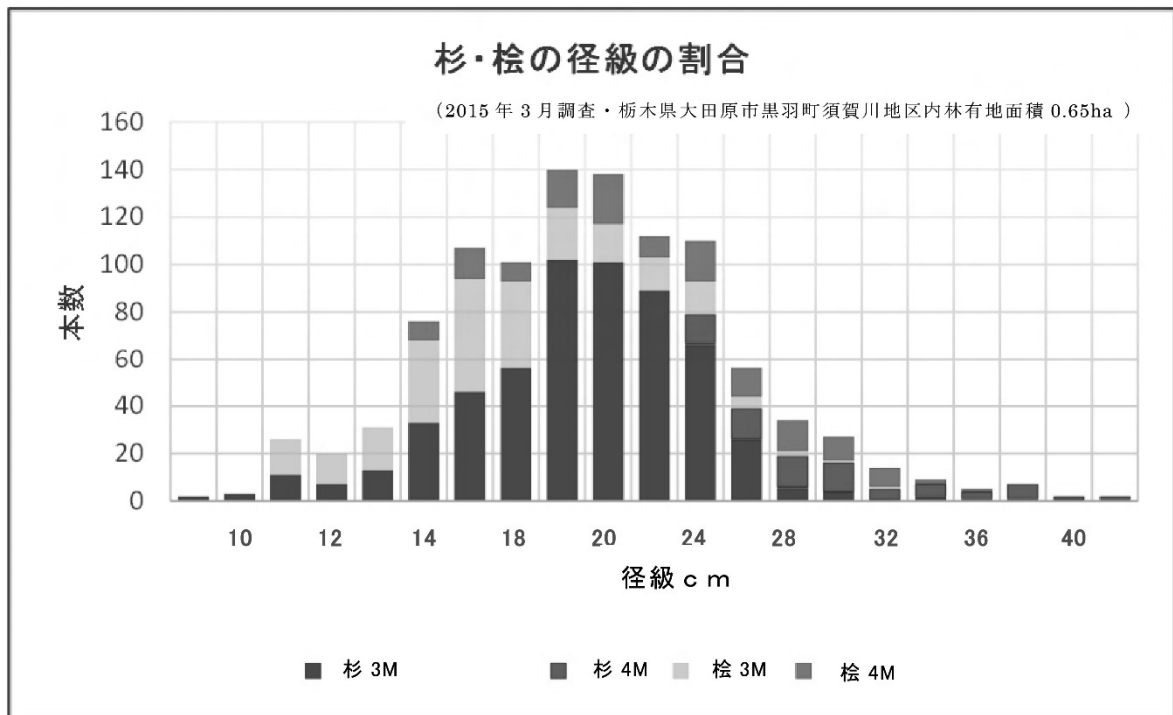


図 4 山林の原木の大きさとその割合 (注)大田原市森林組合の調査のデータからグラフを作成

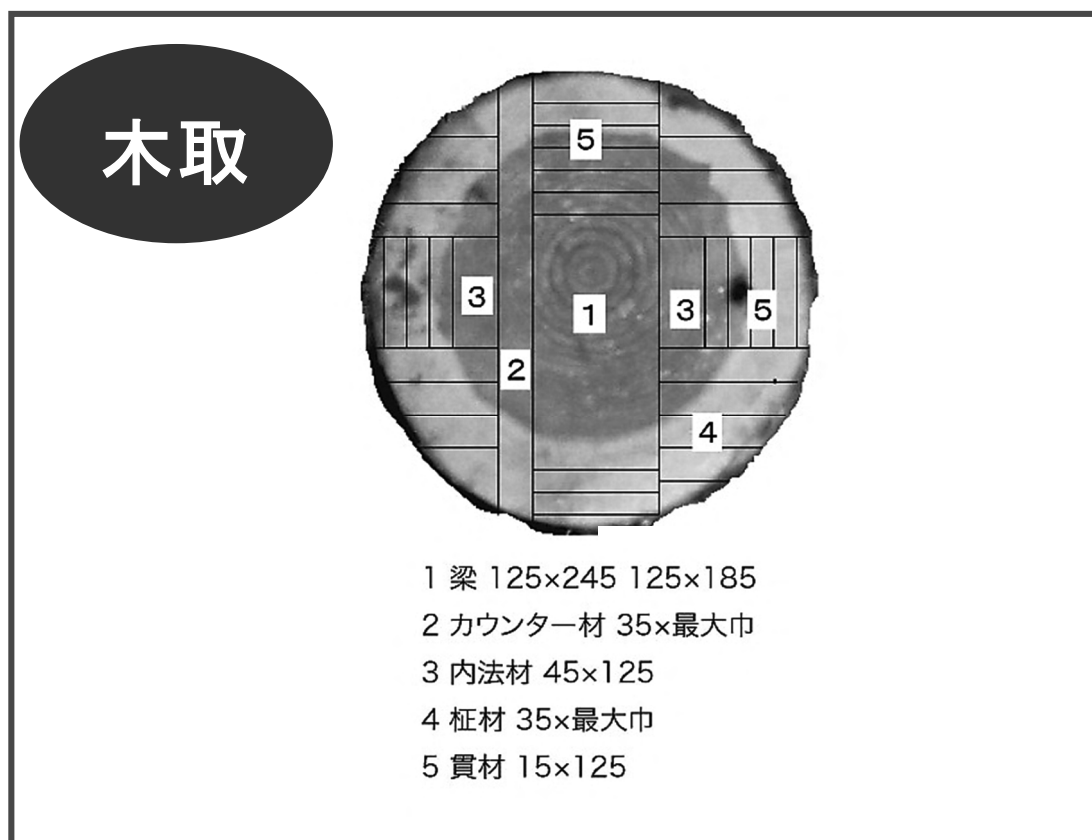


図 5 木取りの図

木割

































厚さ (mm)	定尺・樹種 (m)	部材寸法 (mm)
T120	3.0 一杉・檜 3.0 一杉・檜 4.0 一杉・檜 4.0 一杉・檜 5.0 一杉・檜 6.0 一杉・檜	 梁・胴差  梁・軒桁  管柱・通柱・束  梁・垂木  差鴨居 (サッシ内障子)  差鴨居 (中仕切)  差鴨居 (建具無)  窓台 (サッシ内障子)  差鴨居 (引戸)  目隠180~210  下屋垂木受
T40	4.0 一杉	 ササラ桁  引戸付鴨居  手摺・無目・広小舞  差鴨居面戸板  野地板  流枕 (鉄板屋根兼用)  浴室ドア枠B
3	4.0 一杉	 段床・出窓材  パネル縁・パネル屋裏  破風板・鼻隠  格子・格子受・出窓材  格子出窓裏板  床板・野地板  付柱  軒面戸板  瓦棧・床断縁材受・壁下地  サッシ内側額縁  巾木・細受材  量寄・出窓材
5	4.0 一杉 サワラ	 壁板  荒野地板

図 6 部品としての木割

(注) 厚さの欄の白抜きの数字は図 5 数字と対応している。

2.3 真壁による部品化

現在の大工工務店が造る在来木造住宅は、壁を意匠的、造形的、あるいは法的なことから大壁にしていることが多い。また無意識に大壁にしていることもある。ここでは改めて大壁と真壁の壁の機能について考えてみたい。表 3 に示すのは現在の在来軸組工法による住宅の大壁と真壁の考えられる特性を列挙したものである。一般的な大壁と真壁が梁、柱の軸組構造と協働するときの機能を比べた場合、真壁の大きな特性は次の 3 点であると言える。

- ① 可変性を含む真壁工法
- ② 真壁の部品化とその効用
- ③ 真壁の構造特性

① 可変性を含む真壁工法

住宅は構成する部材の劣化と住まい手のライフスタイルは日々変化していく。現代の住宅はこの変化を許容しないで固定化しているようである。設計者も住宅ユーザーの意向に沿うだけでよしとしていることが多い。それに伴い、現在の木造住宅は在来軸組工法や 2×4 工法などの工法の違いに限らず、大壁の住宅が主流である。これが現代の見慣れた町の風景になっている。壁だけで構成する 2×4 工法の大壁は工法上やむを得ないが、柱梁でつくる在来軸組工法は考える余地がある。これからの住宅計画は環境と社会資本の観点から、維持更新ができる時間軸を考えた耐久性の設計が求められる。これは変化を許容できる可変性をもつ住宅を造ることであり、そのための解決策として真壁工法が合理的であると思う。

例えば住宅を構成する壁に注意を向ければ、以下のようなことが考えられる。木造軸組工法の柱と梁で囲まれる外壁や間仕切り壁、あるいは建具は空間を「仕切る」という機能を持つ。この壁と建具は梁、柱で構成される軸組に限定されている。大壁は梁や柱が仕上げ材に隠されるため、軸組の束縛から離れて、壁や建具は自由に配置できる。しかし、壁に隠れた柱、梁の規制を受けていることには変わりはない。例えばライフスタイルの変化により、壁の位置を変えるときは、既存の壁を修復する範囲はその場の状況で変わる。その範囲は限定されず、周辺に影響を与えて明確ではない。また壁に付属する構造の柱や梁も影響を受ける。この大壁の改修範囲はその場の状況で異なってくる。一方、真壁の場合は、梁や柱が仕上げ材に隠されず見えるため、柱梁で囲まれる限定的な範囲の壁を修理できる。それは周辺の部位に影響を与えず壁を取り替えることができる。また大壁のように特別な建具の枠を設けず、柱と梁内に建具を入れ替えることも可能である。このような壁の変更時に真壁は大壁より大きな修復を必要としない。これは真壁の梁柱の空間構成に伴う壁や建具の部品により、可変性の高い工法になっている。この真壁で生まれる可変性は部材の交換が可能であり、間取りの変更も容易になる。そのため住み手の生活も容易に更新できる。

表 3 現在の在来軸組工法の大壁と真壁の特徴からの定義

■大壁	■真壁
<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造を被覆 ・ 造作は構造から開放 ・ 仕上りは構造から自立 ・ 壁は構造から自由 ・ 入隅、出隅は異寸法 ・ 壁と構造の寸法は自立的 ・ 加工精度低 ・ 施工技術低 ・ 部品化難 ・ 部品の交換難 ・ 現場調整多 ・ 熟練度低 ・ 壁厚大 ・ 断熱性大 ・ 防火性大 ・ 壁内結露発生多 ・ 秩序の表現少 ・ 力の表現小 ・ 固い構造特性 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造を露出 ・ 造作は構造に拘束 ・ 仕上りは構造と融合 ・ 壁は構造に拘束 ・ 入隅、出隅は同寸法 ・ 壁と構造の寸法は共有 ・ 加工精度高 ・ 施工技術高 ・ 部品化易 ・ 部品の交換易 ・ 現場調整少 ・ 熟練度高 ・ 壁厚小 ・ 断熱性小 ・ 防火性小 ・ 壁内結露発生少 ・ 秩序の表現大 ・ 力の表現大 ・ 柔らかい構造特性

■大壁造の家



■真壁造の家



写真 2 大壁造と真壁造の家

② 真壁の部品化とその効用

真壁により、大壁のように梁柱と壁や建具が相互に影響しあうような、もつれた関係ではなく、分別され自立した部位が生まれことである。これは各工種が重ならないで施工ができる。この真壁の相互に絡むことなく、取り付け取り外しができる機能を発展的に考えて標準化(例えば図 7, 図 8 の様な壁の標準化)を行えば、その部材は現場施工でなくてもよいことになる。これは別の場所で製作できることであり、前述した部品の機能である。この部品は誤解されやすいが、現在の多様化を拒み易い大量生産の工業製品を言うのではなく、大工工務店の個々の作業場で作る多種少量生産の部材でもよい。

現場作業では、実作業に付随する補助的作業の道具の出し入れ、現場養生や後片付け、掃除などに費やされる時間が多くなる。また現場の種々の寸法調整のための作業は熟練(写真 3)を要する。現場作業は未熟練者では精度が良い施工は望めず、多くの作業時間が費やされる。また、まちまちの造作材の現場への運搬は少なくなり、職人が造作作業のための現場に通う回数も減る。その通勤の余剰時間は職人の自由時間に当てられ、車の排出ガスも抑えられる。

そこで部品により、現場作業を工場に移し、機械加工に置き換えれば、未熟練者や女性でも精度のよい加工(写真 4)が可能になる。この部品を現場に運んで取り付ければ作業完了(写真 5)になる。これは現場の作業時間が部品により短縮できることになる。部品化することは女性が現場の仮設足場に上って危険を伴う作業をしないで工場内で安全に作業ができる。これは建設従事者の増加を見込める作業システムである。このように作業の効率化を図れる部品化は、省力化が可能であり、製造コストの低減につながる。これも真壁による木造住宅の部品化の効用である。



写真 3 熟練大工の調整を要する現場の造作

妻パネル		母屋パネル		1 階全パネル		腰壁パネル	
T	Aタイプ	Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
上	TA 30 851 457 51	TB 30 上 865 911 478	TB 60 上 933 1,366 377	TA 30 851 457 51	TA 30 851 457 51	TA 30 851 457 51	TA 30 851 457 51
	TA 60 821 911 500	TB 60 上 865 911 478	TB 60 上 933 1,366 377	TA 60 821 911 500	TA 60 821 911 500	TA 60 821 911 500	TA 60 821 911 500
	TA 90 377 954 936 1,366 970 396	TB 90 上 933 1,366 377	TB 90 上 933 1,366 377	TA 90 377 954 936 1,366 970 396	TA 90 377 954 936 1,366 970 396	TA 90 377 954 936 1,366 970 396	TA 90 377 954 936 1,366 970 396
下	TA 120 1,409 1,820 377	C-TB 90 上 1,387 1,820 377	C-TB 90 上 1,387 1,820 377	TA 120 1,409 1,820 377	C-TB 90 上 1,387 1,820 377	C-TB 90 上 1,387 1,820 377	C-TB 90 上 1,387 1,820 377
	TA 150 850 970 1,820	C-TB 150 上 850 970 1,820	C-TB 150 上 850 970 1,820	TA 150 850 970 1,820	C-TB 150 上 850 970 1,820	C-TB 150 上 850 970 1,820	C-TB 150 上 850 970 1,820
	TA 120 1,409 1,820 377	C-TB 120 上 1,387 1,820 377	C-TB 120 上 1,387 1,820 377	TA 120 1,409 1,820 377	C-TB 120 上 1,387 1,820 377	C-TB 120 上 1,387 1,820 377	C-TB 120 上 1,387 1,820 377
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W
Aタイプ		Bタイプ	Cタイプ	M	Z 1	K	W

図 7 部品化された壁パネル

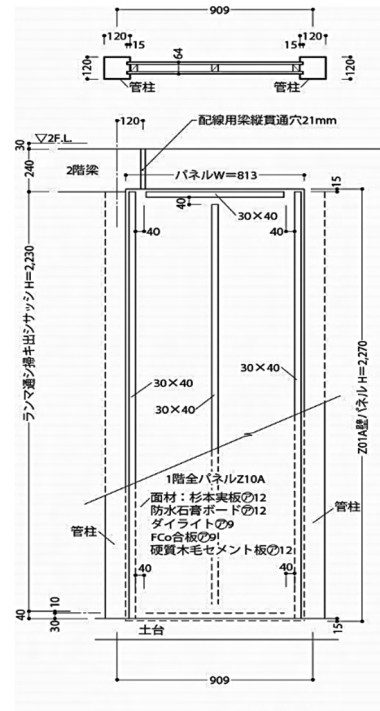


図 8 標準化した壁パネル



写真 4 女性でも工場で壁パネルを製作できる。



写真 5 現場で壁パネルを組み込む

③ 真壁の構造特性

建築基準法（告示第 1100 号）の仕様規定では現場で施工する大壁の面材による 12 種の耐力壁と、真壁の構造用合板と室内側の防火性能を満たす石膏ボードの面材による 4 種の耐力壁がある。また土塗壁の塗厚による 3 種の真壁の耐力壁が示されている。これらの耐力壁は壁の材料と梁柱の軸組への取り付け方により強度を表す壁倍率が示されている。それは、耐力壁を構成する木部材の木の特徴である木理による性質の「めり込み」（*1）と「割裂」（*2）の影響を受ける。

耐力壁の水平加力実験結果の図 9 と写真 9 を参照して、耐震要素としての壁材の取り付け方（真壁：柱梁内面の壁、大壁：柱梁外面の壁）による壁の挙動を考察する。

P の大壁の合板張りでは、左右に繰り返す地震の水平力による柱の傾きを、合板を柱梁の外面に止めている釘のせん断力で抵抗している。さらに壁の変形が進むと合板はゆがんで面外方向に浮き上がり（写真 9 左下）、釘が抜けて合板は脱落する。この時の釘に生じる応力は、せん断応力から固定力が無い引き抜き応力に移行する。

B の大壁のタスキ掛け筋違は、左右交互に起こる地震の変形を引張筋違と圧縮筋違で抵抗する。地震力による引張筋違の引張力は、その接続金物と筋違の取り付けビスのせん断応力と、接続金物と柱や土台、横架材の取付けビスの引き抜き応力で抵抗する。圧縮筋違は、柱と横架材に取付けた接続金物が、筋違を圧縮して筋違の取り付けビスにせん断応力と共に伝えられ、筋違を圧縮する。真壁の壁の厚さに納める筋違の断面寸法では圧縮力による面外座屈が生じて、圧縮筋違が折損（写真 9 左上）することが多い。そのため大壁と真壁の荷重変形曲線（図 9）が示すように急激に耐力が低下する粘りが無い耐震要素になる。

W の真壁の板壁では、柱と梁のフレーム内の溝に差し込んだ杉板の端面が、柱や梁の材面に当るような納まりになっている。それは地震時に柱が傾くことを止めようと、杉板の端面はフレーム内の柱と梁の材面を圧縮する。その杉板を止めている柱側面の間柱の釘には大壁のようなせん断応力は働かず、初めから引き抜き応力が生じて固定力は弱い。この杉板がフレームから飛び出なければ、杉板の端面の「めり込み」により耐力が低下しないで増加してゆく粘り強い壁になる。

また M の真壁の漆喰塗壁は、地震時の柱の傾きにより、その柱に接触する漆喰塗の対角の角端面より圧縮による筋違効果で抵抗し、変形が進むと、漆喰塗の角端面に圧壊が起こる。その後は、塗壁面にひび割れが生じながら耐力も高くなっていく粘り強さを示す。この粘り強さは木の「めり込み」の効果である。

このように「めり込み」の構造特性の違いから、一般的な建築基準法の仕様で示す大壁は、剛性が高く固い壁になり、真壁は剛性が低い柔らかな壁になっている。ここで特筆すべきことは、本例の大壁と真壁によれば、大壁は変形が $1/30\text{rad.}$ 前後で急激に耐力低下を起こしているが、真壁は試験機が許容する最大変形になっても耐力が低下せずに増加していることである。この大壁と真壁の構造特性をどう評価するかで木造住宅の耐震性能の評価が分かれることになる。

極めて稀に起こる大地震時の木造建物の変形を、建築基準法・告示第 1457 号第 6 の

2 に示される $1/30\text{rad}$ を超えないこととすると、本例の大壁では、より多くの耐力壁が必要になり、この壁が多い室内空間は開放的な空間が得られにくい。かといって耐力が高い壁を少なく設置すれば、壁の偏在が起こり、重心と剛心の偏心による、地震による捻じれが生じて不利である。それに対して本例での真壁は、大地震時の変形でも耐力が低下せずに増加をすることから、大壁に比べて壁は少なくすみ、開放的な空間が得られる。これは開放的な空間にも関わらず、地震に対して安全性が高い工法であると言える。このような真壁による木造住宅は、真壁の耐力壁の特性から、大地震の本震でゆがむが倒壊せず、続く余震にも倒壊を免れる可能性がある。（この特性を地域材住宅でも得るように次章から検証を行っている。）

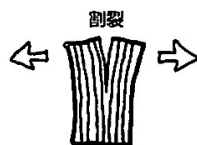
これは木の特徴である木理による性質（*1, *2）から種々の構造特性が考えられる。木造の構造特性は、端的に言って木に「めり込み」という特性があるからであり「めり込み」の特性を改良するか、あるいはそのまま受け入れて利用するかで木造の評価が違ってくる。本開発の地域材住宅の規模では、そのまま木を捉える方が環境的にも経済的にも好ましいと考える。

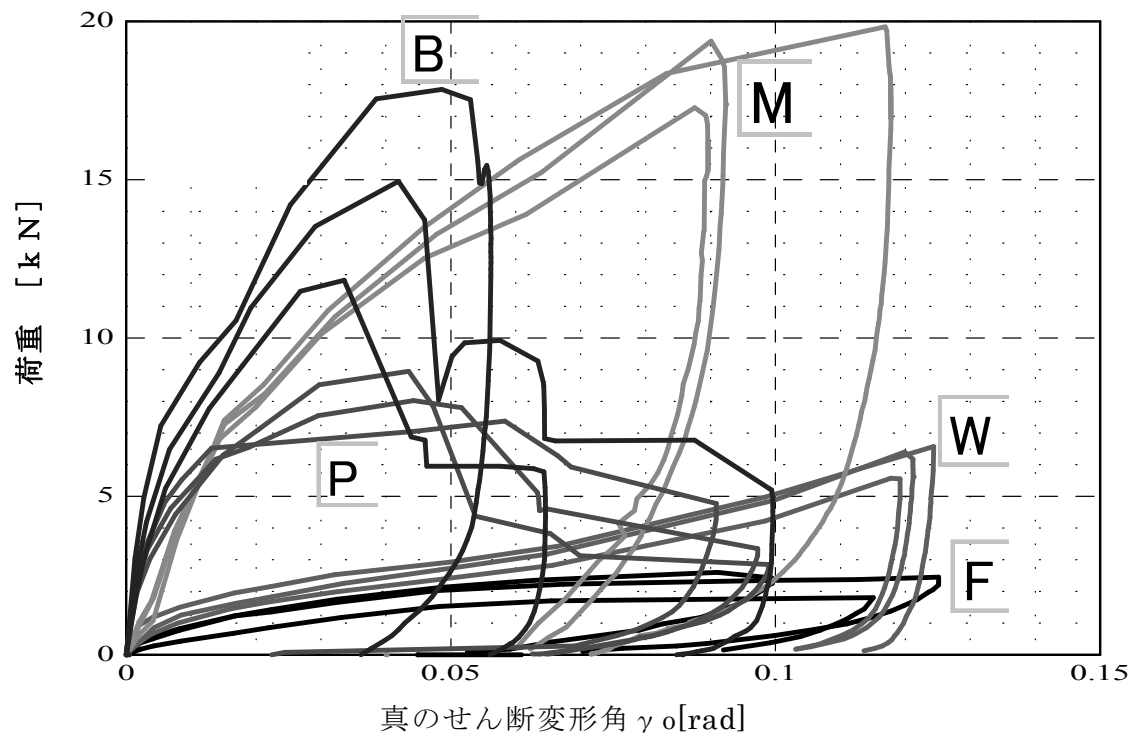
この様なことを踏まえて、地域材住宅の耐力壁の開発を行う。

*1 むり込み：木材が柔らかいため圧力により材面がへこむ弾塑性的な状態。



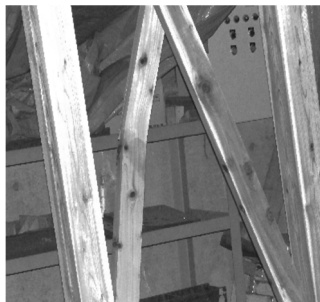
*2 割裂：木材の繊維方向に割り箸を割るように引裂かれる脆性的な状態。





注) Fは柱と土台、横架材だけの架構を示す。

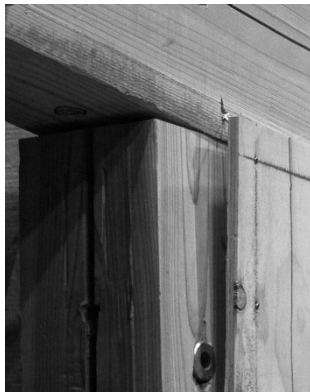
図 9 大壁と真壁の荷重変形曲線



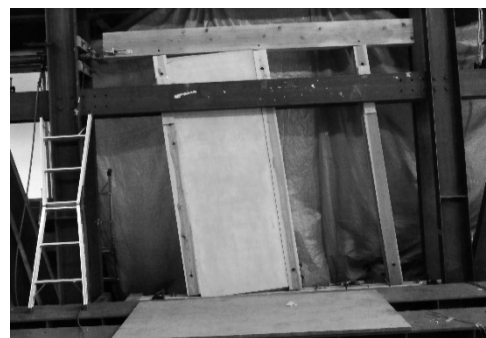
B : 筋違の折損



W : 真壁の板張壁の最終変形



P : 大壁の合板の浮き



M : 真壁の漆喰塗壁の最終変形

写真 9 真壁と大壁の最終変形の状態

2.4 部品化による地域材住宅の仕様^{6), 7), 8), 9), 10)}

在来木造軸組工法を真壁にすることで、標準化による部品化システムの効果は大きいことが前章から分かった。真壁の軸組により、3次元の立体としての部品にはない、垂直の柱と水平の梁による2次元の線材部品の組み合わせは、多様な軸組のパターンが考えられる。この多様化は部品の組合せによる効果であり、この部品の壁や建具を配置して、決定される空間は多様になる。

本開発の部品化による地域材住宅の建設は急な技術改変ではなく、旧態の大工工務店の在来軸組工法を踏襲しつつ改良すべきものとする。そのため、これまでに日本家屋に受け継がれてきた3尺グリッド⁶⁾ (図10)を踏襲する。現在の在来軸組工法における家のグリッドは、柱を正角とする芯押さえの関東間が主流である。しかし、本開発では管柱と通柱も全て120mm角の柱とするダブルグリッドにする。京間のダブルグリッドに倣うことで、柱間の内法が標準化でき、壁パネルの巾が規定できる。この3尺巾は流通する建材も3尺×6尺の大きさのものが多く、日本人の体形に合っていて作業性がよい材料寸法である。なお平面計画において、3尺巾の廊下の有効巾は、真壁の両側板壁では内法寸法が844mmであり、大壁では両側石膏ボード下地のビニールクロス貼では内法寸法は764mmである。これは真壁の方が80mm(10%)ほど広くでき、廊下の直線部分では車椅子も通行可能な寸法になる。また、近頃は畳の間は少ないが、3尺グリッドによる畳の標準化は、住まい手と作り手の空間認識が畳の畳数で理解し合えることも大きなメリットである。

真壁による部品は、柱梁による制約により、関連づけられた部品であり、他の部品と干渉することが少ない。これは柱や梁に仕切られ、互いに絡むことなく自立しているからである。この様に真壁で構成される解かれた部品は交換可能になる。

現在の木造住宅の外壁に取付ける建具は、ほぼ規格アルミサッシに独占されている。以前の規格アルミサッシの開口寸法は、メーカーにより各々異なっていたが、1998年5月、国の答申で各メーカーは統一された開口寸法(図11)で製造することになった。メーカーは製品の種類とその性能で競っているようである。開口寸法が統一されているため、ユーザーはどのメーカーでも選ぶことができるのでアルミサッシの交換は有利である。

本開発の地域材住宅は、この規格アルミサッシの高さ寸法を基準にして、建地割である矩計(図11)を計画する。

構造部品の柱や梁は、栃木県における山の杉の植生(図4)から、(図5上欄T120シリーズ)は定寸3種の120×120, 120×180, 120×240と定尺5種の3m, 4m, 5m, 6m, 4種を用いる。桧材は1種の定寸120×120と3種の定尺4m, 6mにして矩計(図11)を決定する。

造作部品は木取(図4)から木割(図5のT40, T30, T15シリーズ)の厚みによる標準化を行っている。幅は各々3, 4種類で数少ない部品にしている。一般的に原木からの歩留は60%程度であるが、これらの部品による歩留りは、90%以上になっている。また下地材の寸法と造作材の寸法を同じにして、材の美醜で良いものは造作材として使い、

壁は作業場の製作により、両面に杉板や面材を張ったパネル（図 6, 図 7）にして、外形は取り付け部位により、土台から胴差までの高さの 1 階全パネル、胴差から軒桁までの 2 階全パネル、窓の高さに応じて高さが変わる腰壁パネル、小屋組の母屋や棟木と同方向に配置する母屋パネル、小屋組の張間方向の屋根勾配にした妻パネルの 5 種類と造作部品に属する腰板パネル 1 種の計 6 種類（図 6）である。この壁パネルの外形寸法は 3 尺グリッドによる柱幅のダブルグリッドで幅が決定され、高さは矩計で決定する。

(注) 文献 1) から抜粋

住宅サッシの新寸法体系について

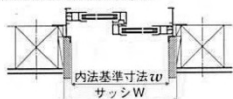
新寸法体系導入の目的と内容

過去、住宅に係わる設計・工法・流通の大きな変化の中で、建材の標準化・合理化が社会的要請となり、平成9年11月に建設・通産両省により『建材の品種簡素化に関する検討委員会』が設置され、メーカー、ユーザー、行政及び学識経験者により「住宅サッシ部門の問題点と方向性」について検討してまいりました。その結果、平成10年5月に住宅サッシの標準化についての答申がなされ、(社)日本サッシ協会では、この答申に沿って業界基本案の策定に入りました。その後、住宅行政の中で建築基準法の改正及び住宅の品質確保の促進に関する法律（品確法）の施行があり、その内容も配慮し、この度、具体的実施案がまとまり、住宅サッシの新寸法体系の市場導入の運びとなりました。

高さ・幅とも内法寸法を基準として表示します。

品確法の「住宅性能表示制度」の評価項目のうち「光・視環境性能」などの性能で重要なポイントとなる「単純開口率」の算出が、各開口部の「内法寸法」が基準となっていることに対応します。

寸法呼称は内法寸法が基準
●内法寸法を基準にして呼称化



ということは、開口部面積の算出が簡単になります。

＜開口部面積の計算方法＞

$$\frac{165}{w} \times \frac{13}{h} \rightarrow 1.65 \times 1.3 \div 2.1 \text{ m}^2$$

高さ寸法をわかりやすいメートル表示にしています。

高さ寸法については、住設機器や各種建材などの高さ規格に合わせて、200mm単位の内法基準寸法で新たに設定します。

●幅寸法については、畳サイズとの関係性を考慮して、ほぼ現行通りとなります。

すべて内法寸法です。(高さ寸法)

	300	500	700	900	1,100	1,300	1,500
窓							
テラス	1,800	2,000	2,200	—	—	—	—

単位：mm

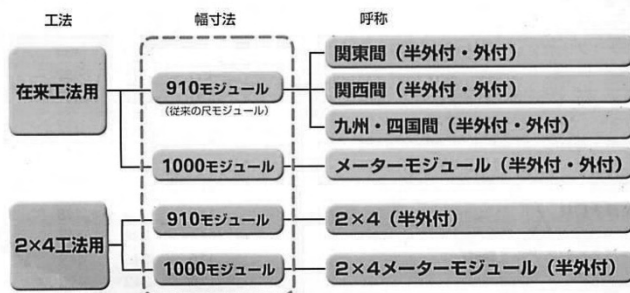
呼称記号を業界統一呼称として内法基準5桁とします。

現寸法呼称
寸法呼称 1613
サッシ寸法 W=1,694mm H=1,359mm

新寸法呼称
寸法呼称 16513
内法寸法 w=1,650mm h=1,300mm
(サッシ寸法 W=1,690mm H=1,370mm)

幅寸法の上3桁と
高さ寸法の上2桁
を組合せた
5桁表示になります。

■新寸法体系図



■対象商品

- ・引違い窓、出窓、彩飾窓等
住宅サッシ全窓種
- ・住宅サッシ関連商品
(網戸、雨戸、窓シャッター等)

図 11 規格アルミサッシの開口寸法の標準化

(注) サッシメーカーのカatalogより

建地割

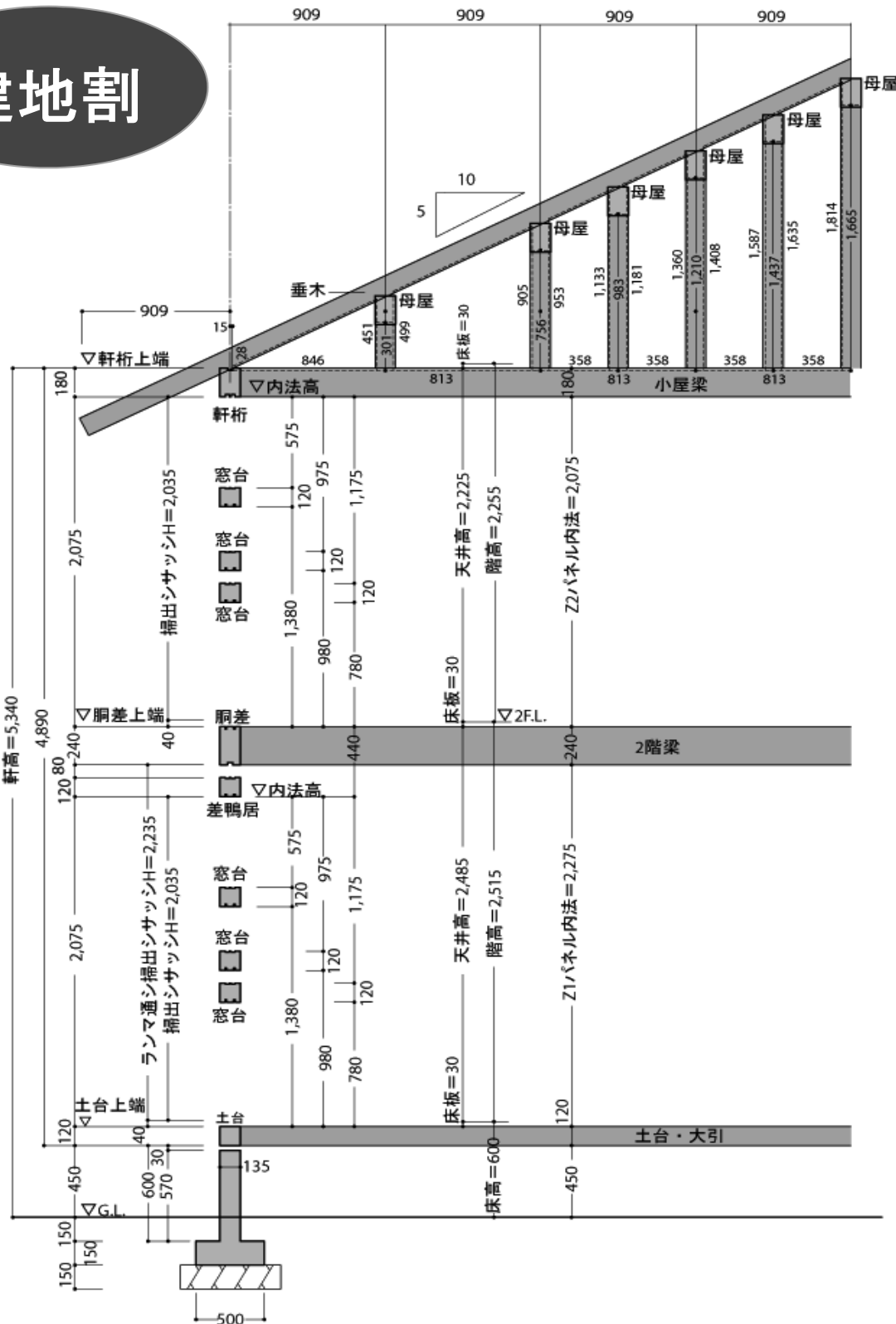
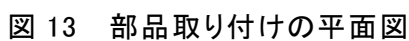


図 12 地域材住宅の矩計図



2.5 まとめ

表 4 の部品化のコンセプトが示す様に地域材住宅の部品化を図ることで、設計と施工と見積りに直接的な連動性が生まれる。個々に分かれている部品は、あらかじめ性能や価格が設定できるため、その数量を拾い、簡単に価格や断熱性能あるいは耐震性能が分かる。これは部品により明解にコストと性能の裏付けを明かすことができる。そのために建て主が家づくりのプロセスに積極的に関与でき、設計者は建て主に家のイメージを明確に伝えられる。また作業場で未熟練者でも住宅建築に参加できるようになる。女性や未熟練者は、作業場で部品をつくり、熟練者は現場で建て方や造作作業を行えば、体力や熟練度に応じた作業が安全に行える。

この様な部品化による地域材住宅が建設されるためには、表 5 の「地域材住宅の設計・施工マニュアル」が必要になる。また地域材住宅を構成する部品が法的な基準を満たさなければ現実的には使用できず、地域材住宅の建設は不可能である。そこで次章からは地域材住宅のための、真壁仕様に開発した部材内蔵型金物と、地場産材を利用した真壁の耐力壁の構造特性を明らかにしていく。

表 4 部品の機能による部品化の目的

■ 部品の機能

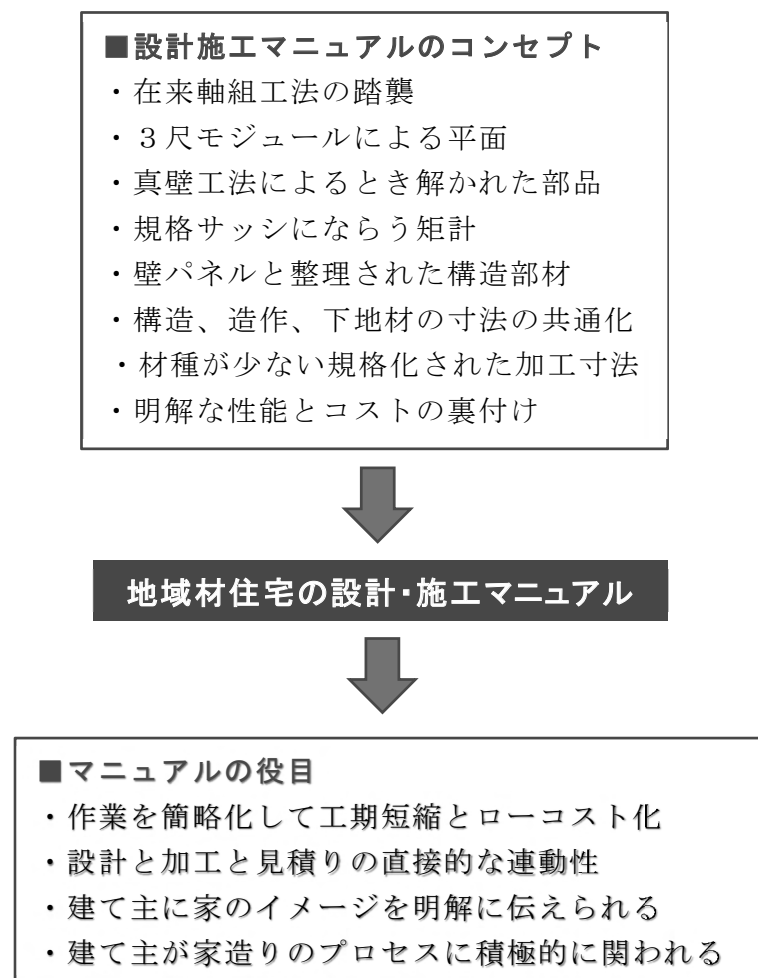
- ・連結、分解が可能
- ・交換性、転用性、互換性による持続可能な家づくり
- ・住み手が生産プロセスに介入可能
- ・群（公・町並）と個（私・家庭）の相反と整合
- ・住宅機能の整合性・動産的量産品の可能性
- ・職人から多能工あるいは素人の手へ
- ・設計と加工と見積りの直接的な連動性
- ・作業を簡略化して工期短縮とローコスト化
- ・建て主に家のイメージを明解に伝えられる
- ・建て主が家造りのプロセスに積極的に関われる



■ 部品化の目的

- ・在来軸組工法の踏襲
- ・真壁工法によるとき解かれた部品
- ・3尺モジュールによる平面
- ・規格サッシにならう矩計
- ・壁パネルと整理された構造部材
- ・構造、造作、下地材の寸法の共通化
- ・材種が少ない規格化された加工寸法
- ・明快な性能とコストの裏付け
- ・カーボンオフセットを目標とする地産地消。
- ・戦後に植えられた 60 年生を利用。
- ・山の労力を軽減する定寸 3 種と定尺 5 種の製材。
- ・山の植生から杉は定寸 120x120, 120x180, 120x240, 3 種と定尺 3m, 4m, 5m, 6m , 4 種。
- ・山の植生から桧は定寸 120x120, 1 種と定尺 3m, 4m, 6m, 3 種。

表 5 地域材住宅の設計・施工マニュアルの目的と役目



参考文献

- 1) 都市住宅, 特集/支え構造と分離ユニット, 1972. 9
- 2) 大野勝彦, 現代民家と住環境体, 鹿島出版会, 1976. 5
- 3) 新建築臨時増刊, 住宅の工業化は今, (株)新建築社, 1984. 4
- 4) オープンハウジングの勧め、もつれた建築をほどく・・・、デルフト工科大学・OBOM、(財)住宅総合研究財団、1995. 5
- 5) 内田祥哉, 現代建築の造られ方, (株)市ヶ谷出版社, 2002. 5
- 6) 大野勝彦、松村秀一、遠藤和義、木造住宅の部品化に関する研究、(財)新住宅普及会、住宅建築研究所、1983. 10
- 7) 藤沢好一、安藤正雄、遠藤和義、大野勝彦、松留慎一郎、松村秀一、木造軸組工法における躯体の部品化に関する研究、(財)新住宅普及会、住宅建築研究所、1986. 12
- 8) 澤田誠二、藤沢好一, New Wave In Building 研究会, 日刊建設通信新聞社, 1998. 4
- 9) 住宅部品・部品のモジュールの適正化等に係る調査研究委員会, インフィルを主体とした新モジュール耐家への提案, (財)住宅産業サービス, 1998. 4
- 10) 木造住宅 1. これからの木造住宅、(財)日本住宅・木材 技術センター、丸善株式会社、2008. 12

本章の参考文献は、上記のほかは特定して指し示すことができないので、下記の様にカテゴリー別に分類した。

1. 構法の地方性

- 1) 今和次郎、日本の民家、相模書房、1954 年 3 月 30 日
- 2) 今和次郎、民族と建築、磯部甲陽堂、昭和 2 年 2 月 15 日
- 3) 伊藤ていじ、民家は生きてきた、(株)美術出版社、1963 年 1 月 15 日
- 4) 勝又英明、伊藤美幸、川合悠介、関東 6 県における寺院本堂（計画と構法）の実態、近代社寺建築の変遷に関する研究（その 7）、日本建築学会関東支部研究報告書、2008 年度
- 5) 佐々木健、勝又英明、伊藤美幸、川合悠介、関東 6 県における寺院本堂の構法についての意識、近代社寺建築の変遷に関する研究（その 8）、日本建築学会関東支部研究報告書、2008 年度
- 6) 麓和善、今求められる真の木造伝統構法とその構造力学的解明、建築年報、2011
- 7) 真鍋恒博、建築の可動性とそれに対応する構法に関する研究、建築学会研究年報、74
- 8) 井口洋佑、鎌田博好、梅原純一、野口淳、構法システムの解明 MARK X II、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、1994 年 9 月
- 9) 蘭草貴章、後藤剛史、木割から見た鳥居の構法に関する研究～藤沢市の神社を中心に～日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）2010 年 9 月
- 10) 城谷豊他、積雪・寒冷地の住まいと構法、建築学会建築雑誌、1986 年 7 月号

- 11) 知念朝吉、沖縄の伝統構法、建築学会建築雑誌、昭和 50 年 5 月号
- 12) 山田水城、構法と風土-沖縄・台湾・福建-、建築学会建築雑誌、1988 年 6 月号
- 13) 杉山英男、木造在来構法をいかに護っていくか、建築学会建築雑誌、1990.6
- 14) 勝瀬義仁、前田尚美、太田邦夫、上杉啓、内田雄造、布野修二、浅井賢治、井出幸人、東南アジアの都市と住居に関する研究 タイの住宅構法について、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和 57 年度
- 15) 若林弘子、高床式建物の源流、(株)弘文堂、昭和 61 年 7 月 20 日
- 16) 花岡利昌、伝統民家の生態学、海青社、1991 年 6 月 20 日

2. 生産としての構法

- 1) 松村秀一、現代建築構法史研究、建築学会建築年報、1994
- 2) 内田祥哉、真鍋恒博、構法計画という視点からの建築設計、建築学会建築雑誌、1995 年 8 月号
- 3) 渡辺一正、木造建築の構法計画の視点、建築学会建築雑誌、1985 年 6 月号
- 4) 渡辺一正、木造建築用各部構法開発のイメージ、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)昭和 62 年 10 月
- 5) 市浦健、内田祥哉、対談、建築学会建築雑誌、昭和 53 年 4 月号
- 6) 大野勝彦、住宅工業化のための構法計画モデル、建築学会建築雑誌、昭和 53 年 4 月号
- 7) 加藤善也、木質系パネル構法（プレハブ）における技術的現況と問題点、建築学会建築雑誌、昭和 53 年 6 月号
- 8) 真鍋恒博、構法計画から見た建築の可動性の全体像、建築学会建築雑誌、1995 年 2 月号
- 9) 大野勝彦、地域型空間を形成する構法計画、建築学会建築雑誌、1993 年 5 月号
- 10) 石村勇二、個別住宅の性能と構法、建築学会建築雑誌、昭和 55 年 4 月号
- 11) 内田祥哉、「国産材木造」から「外材木造」へ「構法規定」から「性能規定」へ、建築学会建築雑誌、2000 年 11 号
- 12) 大野隆司、建築構法計画・設計・開発に関する研究と関連データの再構成、建築学会建築雑誌、2002 年 8 月号
- 13) 小見康夫、建築における擦り合わせ技術の現在、建築学会建築年報、2007
- 14) 深尾精一、大森文彦、法と構法 建築の理想と現実を巡って、建築学会建築雑誌、2011 年 2 月号
- 15) 堀江亨、転機に立つ木造住宅構法、建築学会建築雑誌、1999 年 2 月号
- 16) 真鍋恒博、建築構法計画学に於ける構法の体系化に関する一連の研究、建築学会建築雑誌、2000 年 8 月号
- 17) 久木章江、石川孝重、構造・構法種別による住宅躯体の性能イメージに関する調査、日本建築学会関東支部研究報告集、2000 年度
- 18) 久木章江、石川孝重、構造・構法種別による住宅躯体の性能イメージに関する調査、

日本建築学会関東支部研究報告集、2001 年度

- 19) 太田邦夫、世界の木造建築-その構法と植生-、建築学会建築雑誌、1983 年 11 月号
- 20) 藤井昇、プレハブ住宅産業からみた大工・工務店、建築学会建築雑誌
- 21) 若山滋、様々な意匠-材料を意匠につなぐものとしての構法-、建築学会建築雑誌、1984 年 10 月号
- 22) 上杉啓、伝統構法研究-その現代的視点、建築学会建築雑誌、1985 年 6 月号
- 23) 柳沢忠他、設計をとりまく状況の変化と建築計画研究、建築学会建築雑誌、1985 年 8 月号
- 24) 大野勝彦他、住宅の工業化は今、(株)新建築社、1984 年 4 月
- 25) 三井所清典、軸組工法の展開、建築学会建築雑誌 Vol.109No.1364.1994.10
- 26) 藤沢好一、工業化構法の施工性評価に関する研究、1.工具から見た所要技能域、日本建築学会関東支部、研究報告集、昭和 54 年度
- 27) 川鍋亜衣子、坂本功、木造軸組構法住宅における職方に関する研究その 1、職能現状と変化、日本建築学会関東支部研究報告集、2001 年度
- 28) 川鍋亜衣子、坂本功、木造軸組構法住宅における職方に関する研究その 2、施工見積書に見る工事科目の変化、日本建築学会関東支部研究報告集、2001 年度
- 29) ジョン・トムソン、J.ボガードスの鉄骨建築（この構法と利点）U.D.C.624.014:569.13
- 30) 長岡洋樹、勝俣英明、広瀬鎌二の木造住宅作品における構法と意匠の特徴、
一在来木造構法との比較を通して一、日本建築学会関東支部研究報告集、2002 年度

3. 構法としての在来工法

- 1) 内田祥哉他、木造在来構法を考える、建築学会建築雑誌、1982 年 8 月号
- 2) 内田祥哉、木材在来構法の現在、建築学会建築雑誌、1981 年 11 月号
- 3) 金子勇次郎、いま木造在来構法を考える、建築学会建築雑誌、1981 年 11 月号
- 4) 三村由夫、木造在来構法住宅の性能を考える、建築学会建築雑誌。1981 年 11 月号
- 5) 飯塚五郎蔵、在来構法住宅の構造信頼性、建築学会建築雑誌、1981 年 11 月号
- 6) 藤澤好一、木造在来構法、その生産的側面、建築学会建築雑誌、1981 年 11 月号
- 7) 川上玄、現場の視野から、建築学会建築雑誌、1981 年 11 月号
- 8) 村山浩和、木造住宅をめぐる振興施策、建築学会建築雑誌、1981 年 11 月号
- 9) 菊岡俱也、田中良寿、在来木造住宅生産年表、建築学会建築雑誌、1981 年 11 月号
- 10) 松留慎一郎、野城智也、在来構法木造住宅の現状に関する調査研究、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和 55 年度
- 11) 大野勝彦、安藤正雄、松留慎一郎、松村秀一、西山明博、佐々木勝之、木造軸組構法に於ける躯体の部品化に関する研究(3)―プレカット工場の加工特性―、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和 59 年度
- 12) 神戸信俊、持田照夫、持田昭子、深沢大輔、在来構法に於ける木造住宅の研究(その 7) 一柱の仕様一、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）昭和 60 年 10 月
- 13) 趙美蘭、松村秀一、藤沢好一、プレカット化に伴う木造軸組構法における変化の研究、

日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）1991.9

- 14) 工藤大樹、小西敏正、榊田佳寛、中村成春、大島隆一、部位別に見た在来木造住宅の合理化に関する研究～合理化構法の現状～、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）1998.9
- 15) 渡辺一正、在来木造住宅の構法、建築学会建築年報（活動編）1980
- 16) 佐藤由紀、中村成春、小西敏正、大島隆一、榊田佳寛、工藤大樹、在来木造住宅の合理化に関する研究―合理化構法と建設コスト・建設工期の関係―、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）1999.9
- 17) 榎藤智之、松村秀一、近年の木造軸組住宅における基礎・床組構法の変遷に関する研究―首都圏で活動する3工務店を対象とした図面調査―、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）2008.9
- 18) 川久保俊彦、榎藤智之、上橋由寛、蟹澤宏剛、松村秀一、工務店が用いる木造軸組構法の変遷に関する研究その2―首都圏の5工務店の土台構法の変遷調査―、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2009.8
- 19) 宮地勇輝、榎藤智之、川久保俊彦、蟹澤宏剛、首都圏の8工務店の内外壁仕上げの変遷調査、工務店が用いる木造軸組構法の変遷に関する研究その3、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）2010.9
- 20) 川久保俊彦、榎藤智之、宮地勇輝、蟹澤宏剛、首都圏の8工務店の断熱構法の変遷調査、工務店が用いる木造軸組構法の変遷に関する研究その4、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）2010.9
- 21) 榎藤智之、川久保俊彦、宮地勇輝、蟹澤宏剛、松村秀一、標準仕様との一致度に着目した木造軸組構法の変遷分析、工務店が用いる木造軸組構法の変遷に関する研究その5、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）2010.9
- 22) 榎藤智之、松村秀一、木造軸組住宅における基礎・床組部材の材質断面寸法の変遷、日本建築学会計画系論文集、第75巻

4. 構法計画

- 1) 渡辺一正、接合構法の開発システム、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)昭和48年10月
- 2) 井口洋佑、日本の住宅の構法、建築学会建築雑誌、昭和46年6月号
- 3) 大島隆一、建築構法や部品の変遷を対象とした既往研究に関する概要、日本建築学会関東支部研究報告書、1998年度
- 5) 井口洋佑、剣持吟、乾式壁体の接合および取付け構法、日本建築学会大会学術講演要旨集、昭和37年9月
- 6) 金子宏、現場作業性能による構法比較、日本建築学会関東支部第38回学術研究発表会、昭和42年
- 7) 宇野英隆他、建築設計における構法計画の役割、建築学会建築雑誌、昭和52年9月号
- 8) 吉田倬郎、建築設計における構法計画の役割、建築学会建築雑誌、昭和53年3月号

- 9) 吉田倬郎、建築設計の諸問題と構法計画研究、建築学会建築雑誌、昭和 53 年 4 月号
- 10) 若山滋、構法の成立条件に関する研究、その 1 構法の分類と分布、日本建築学会 11) 論文報告集第 317 号、昭和 57 年 7 月
- 12) 若山滋、構法の成立条件に関する研究、その 2 風土と構法日本建築学会報告集第 323 号、昭和 58 年 1 月
- 13) 篠田英雄、タウト日本の家屋と生活、(株)岩波書店、1966 年 7 月 27 日
- 14) 坂本功、松留慎一郎、大橋好光、小泉雅生、木造軸組構法の架構に関する研究その 2・伏図を決定する要素、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和 61 年度
- 15) 坂本功、松留慎一郎、大橋好光、小泉雅生、木造軸組構法の架構に関する研究その 3・架構の類型、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和 61 年度
- 15) 坂本功、松留慎一郎、大橋好光、小泉雅生、木造軸組構法の架構に関する研究その 4・構造計算にもとづく各類型の特徴、日本建築学会関東支部研究報告集、昭和 61 年度
- 16) 内田祥哉、塚越功、小沢勇喜雄、性能による構法選択のための基礎的研究(その 1)ー性能の重みづけー、日本建築学会論文報告集、第 183 号、昭和 46 年 5 月
- 17) 内田祥哉、吉田倬郎、性能による構法選択のための基礎的研究(その 2)ー性能の重みづけー、日本建築学会論文報告集、第 184 号、昭和 46 年 5 月
- 18) 内田祥哉、西沢博、山本公也、性能による構法選択のための基礎的研究(その 3)ー性能の重みづけー、日本建築学会論文報告集、第 186 号、昭和 46 年 8 月
- 19) 片野博、住宅構法決定プロセスに関する研究、日本建築学会論文報告集、第 269 号、昭和 53 年 7 月
- 20) 小西敏正、清水由行、マトリックスによる建築構法表現(原始住居における屋根架橋法)日本建築学会関東支部研究報告集、昭和 58 年度
- 21) 小西敏正、遠藤剛、マトリックスによる建築構法表現(空間の多様性に対する構法の比較)日本建築学会関東支部研究報告集、昭和 58 年度
- 22) 上村克郎、小西敏正、橋高義典、城間一郎、石垣秀芳、建築構法表現に関する研究、木造骨組の寸法変化への対応、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)昭和 61 年 8 月
- 23) 上村克郎、小西敏正、橋高義典、石垣秀芳、城間一郎、木造小屋組部材の記号化による構法表現、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)昭和 61 年 8 月
- 24) 上村克郎、小西敏正、橋高義典、石垣秀芳、木造小屋組部材の記号化による構法表現(その 2)、寸法変化に適應する部材構成のパターン化、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)昭和 62 年 10 月
- 25) 平沢岳人、坂本功、松留慎一郎、大橋好光、木造軸組構法の架構に関する研究その 6、床組と荷重に関して、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)1989.10
- 26) 梅地要、後藤治、堀江亨、白井旬、伝統木造民家における柱省略技法の類型化ー関東から北陸地方における架構の変遷に関する比較研究その 1ー、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)2003.9
- 27) 神山幸弘、石川広三、建築物の防雨構法に関する研究(その 3)ー雨漏りに関係する

要因について一、日本建築学会関東支部第 38 回学術研究発表会（昭和 42 年）

- 28) 安田敦、久保田昭子、貝島雄太、福田展淳、尾島俊雄、主要構造中径木間伐材を用いた住宅構法に関する研究、日本建築学会関東支部研究報告集、1998 年度

第3章 古民家と在来工法住宅の耐震性能

3.1 はじめに

里山は人の生活と山の領域の境界に位置して、調和のとれた自然との共生を可能にする。里山の機能は環境保全を担っているが、その荒廃は社会生活の変化により生じている。それは里山の地域の人口減少から過疎化が進み、今では高齢化が定着してしまった。しかし、その地域をよく見ると、都市生活者にとり、魅力的で特徴的な要素を多く含んでいる。それは、里山の自然が培ってきた豊かさであり、それに伴う里山に住まう人たちの心惹かれる人情味である。そこには里山の豊かな生活を表現している生き残った古民家がある。それは里山の魅力的な要素になっている。この現存する古民家を活用し保存することは、里山の地域づくりに貢献することは大である。

しかし、一般的に古民家の構造性能は現代の科学的知見で認知されることが少ない。特に古民家の耐震性能の評価はその主流をなすものである。そのため、古民家をやむなく解体撤去したり、耐震補強を現代の新たな耐震要素で造り変えたりしている。これは古民家が持つ昔の生活の知恵や伝統技術を捨てることになる。この古民家が永らえるためには、これからも起こるとされる大地震に対して、伝統的耐震要素による耐震性能を検証する必要がある。

そこで古民家の耐震性能の特性を明らかにするため、現存の古民家と古民家に現在の一般的な耐力壁を用いた仮想の在来工法住宅として、耐力壁を違えた双方の限界耐力計算を行う。その結果から、耐震性能の特性を比較して、地域材住宅の開発目標とする構造特性の指針を確定する。

3.2 那須烏山市大木須の古民家の調査結果

- ・対象建物：永沼邸 栃木県那須烏山市大木須 1285
- ・位置：北緯 36 度 38 分 東経 140 度 13 分
- ・調査員：丸山純夫
- ・調査日：2014 年 3 月 2 日 10:00～16:00 2014 年 3 月 11 日 10:00～18:00

古民家は栃木県那須烏山市大木須地区に現存する古民家である。現地調査により平面と立面の主要な部位を実測した。特に本調査は対象建物の耐震性能を、限界耐力計算で評価するのが目的のため、構造要素の種類とその仕様、および寸法を実測した。実測したものを野帳に記録し、その主要な部分を写真に納めた。

3.2.1 古民家の概要

古民家は農家住宅である。現地聴き取り調査から、はじめの生業は里山の楮や桑を利用して手漉き和紙を作っていた。時代が変わるにつれて裏山の木で薪や薪炭を作り、煙草も栽培しはじめていた。

図 1 の平面図にて、台所の 1～2 通りのは～り通り間と便所の 11～1 2 通り間のつ～ね通り間が主屋に付属する下屋として増設されている。また、ろ通り 1～3 通り間と 4 通りい、ろ間を建具で仕切ることにより浴室を設けている。その仕上げ材が化粧合板などの新建材が使われていることから、時期はそう古くないことも分かる。

天井は、り通りから西の座敷の 3 間に張っており、東の土間上は天井がなく小屋梁と屋根の葺きの下地が見えている。3 間の座敷は畳が敷いてあり、床の間を持つ 8 畳間とその南の 8 畳間の東横に 15 畳の広間がつながっている。この広間の北側に構造から分離している仏壇と押入が置かれている。また、馬屋の上は板を架け渡して藁等の物置として使われていた。

- ・築造年代：明治初期 築 150 年（推定）平面構成：四間間取り
- ・屋根形式：寄棟造り・茅葺（8 寸勾配）[現在はカラー鉄板瓦葺きで被覆]
- ・規模：160 m²（48 坪）[現在の増築部（斜線部）は除く] 高さ：棟高 6.6m
（屋根勾配から推定）軒高 3.1m

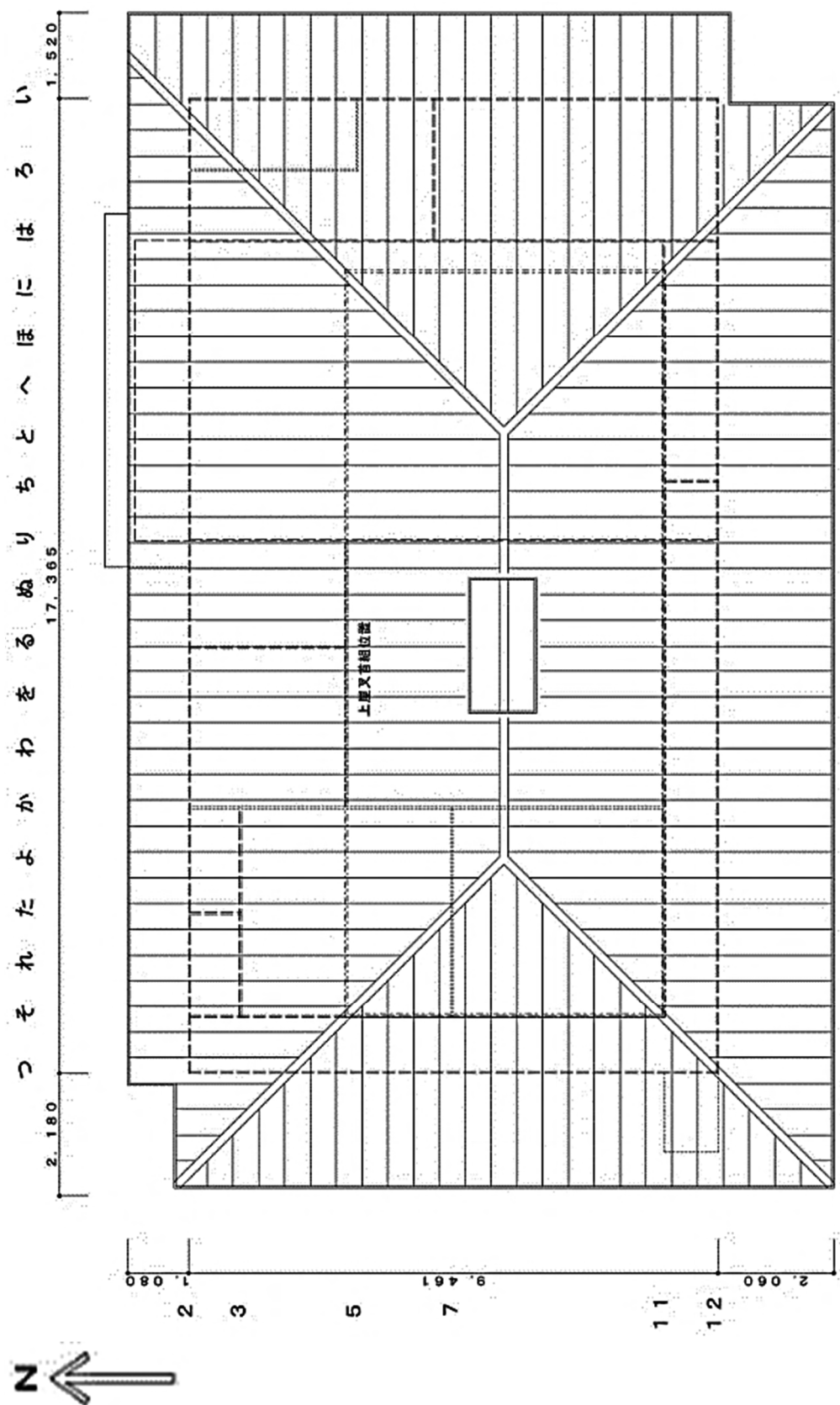


図 2 屋根伏図



写真 1 対象古民家南西外観



写真 2 対象古民家南外観



写真 3 対象古民家西北外観



写真 4 対象古民家西側外観



写真 5 対象古民家南縁側外観 (1)



写真 6 対象古民家南玄関外観 (2)

3.2.2 古民家の構造

古民家の構造^{1), 2)}は上屋と下屋からなり、上屋の屋根の又首組は、張間 3 間、桁行 7.5 間とし、西と南に半間、東と北に 1.5 間の下屋を葺き下ろす四方下屋造りになっている。年代にもよるが一般的に、下屋と本屋との部屋境から連続する列柱が土間に独立柱として建つことが多い。しかし、この独立柱は、馬屋の仕切りに取り込まれる柱になっている。そのため、土間は独立柱がなく広い空間になっている。屋根の又首組を太鼓丸太等の張間と桁行の重ね合わされた小屋梁 4 段で受けている。この小屋組を最下位の小屋梁あるいは差し鴨居、もしくは最下位の小屋梁と差し鴨居の重ね梁として受けている。これらから小屋組面を剛床と仮定できる。また、部屋境の立面の構成をみると、張間方向はい, は, り, か, そ, つ通りが、桁行方向は 2, 3, 5, 6, 7, 11, 12 通りが耐震要素の構面であることが分かる。その様子を写真 7～31 に示す。

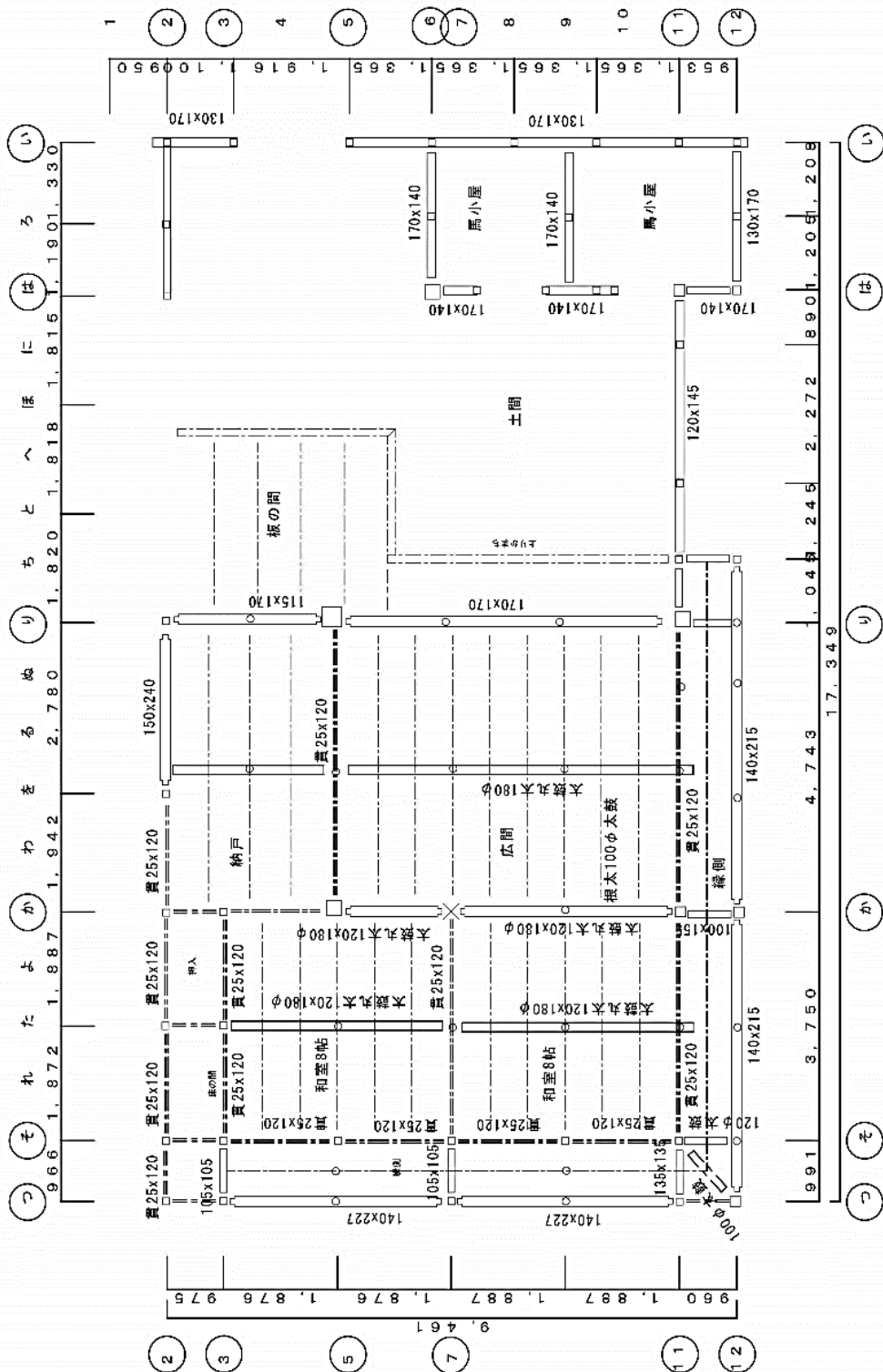


図 3 足固め伏図

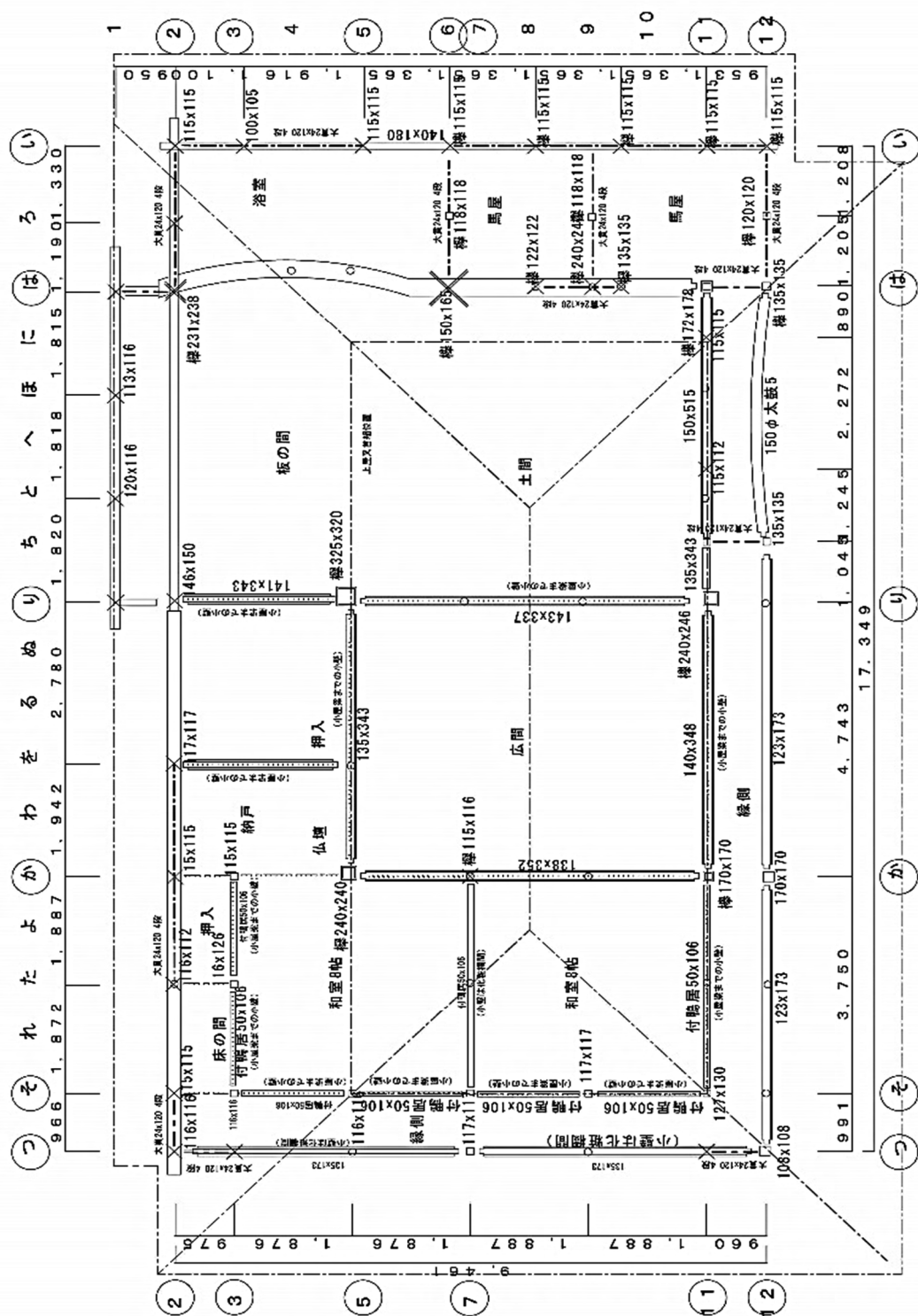
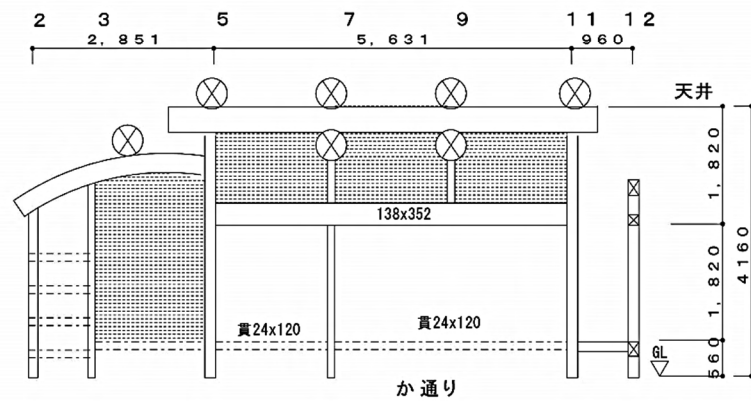
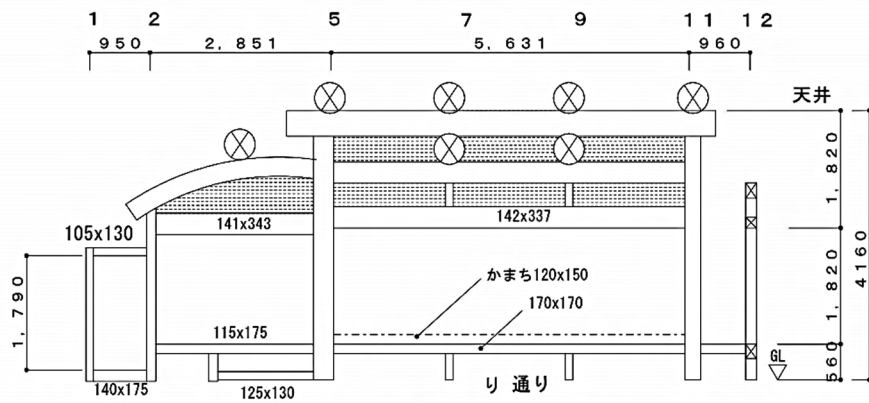
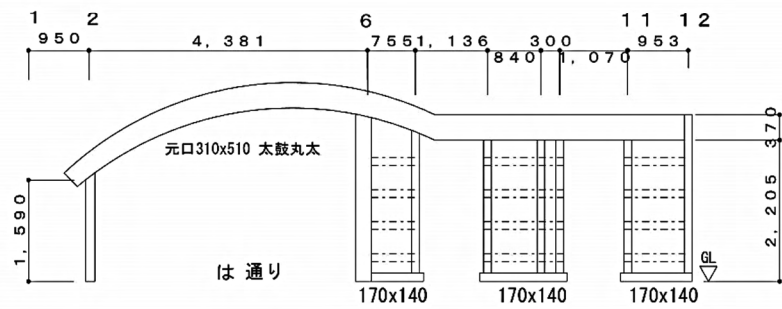
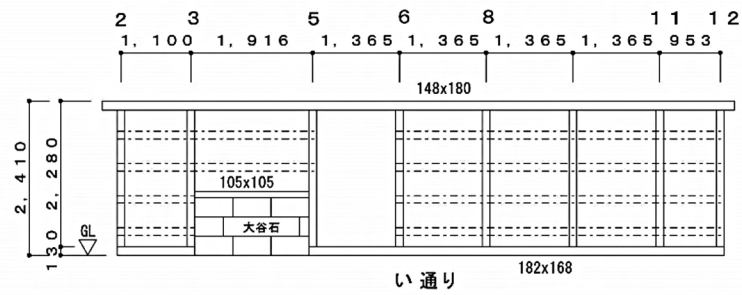


図 4 差し鴨居伏図



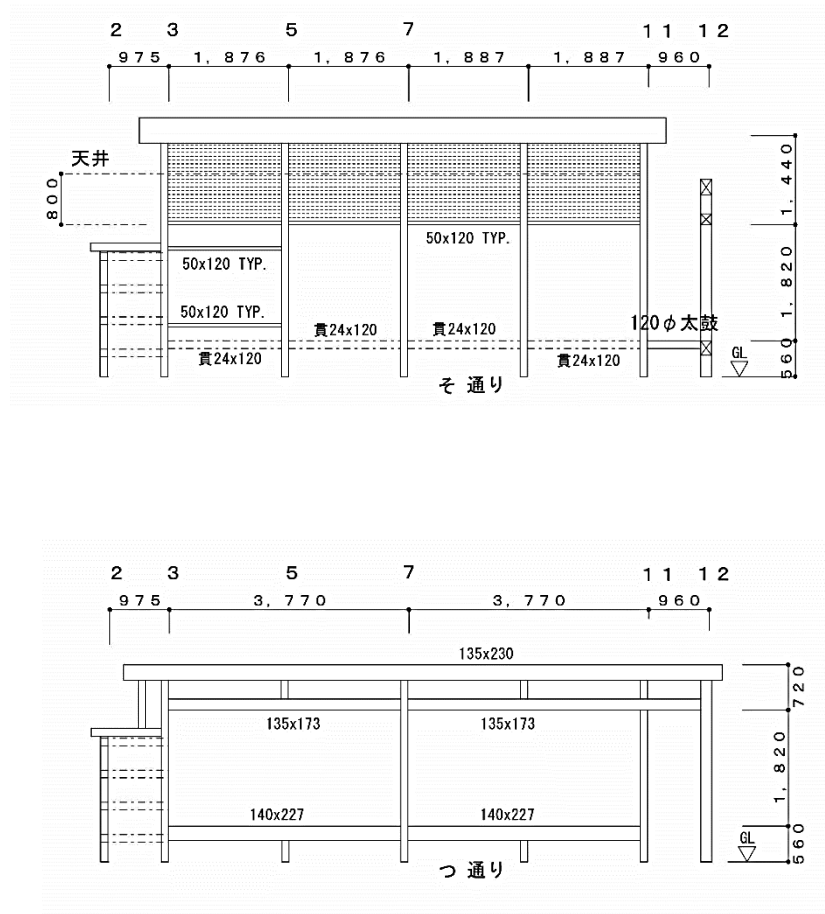
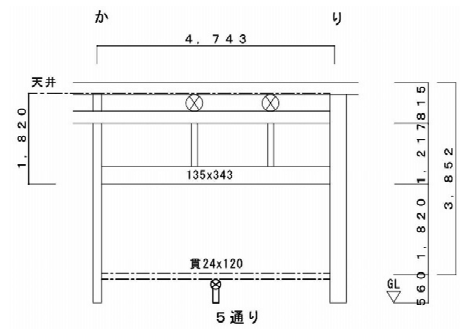
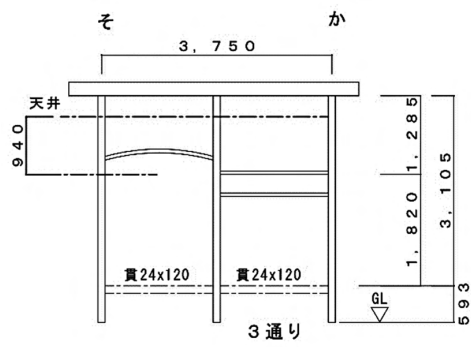
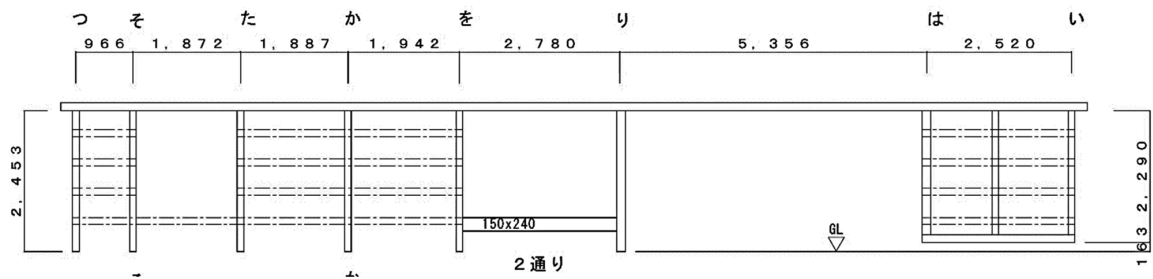


図 5 張間方向 軸組図



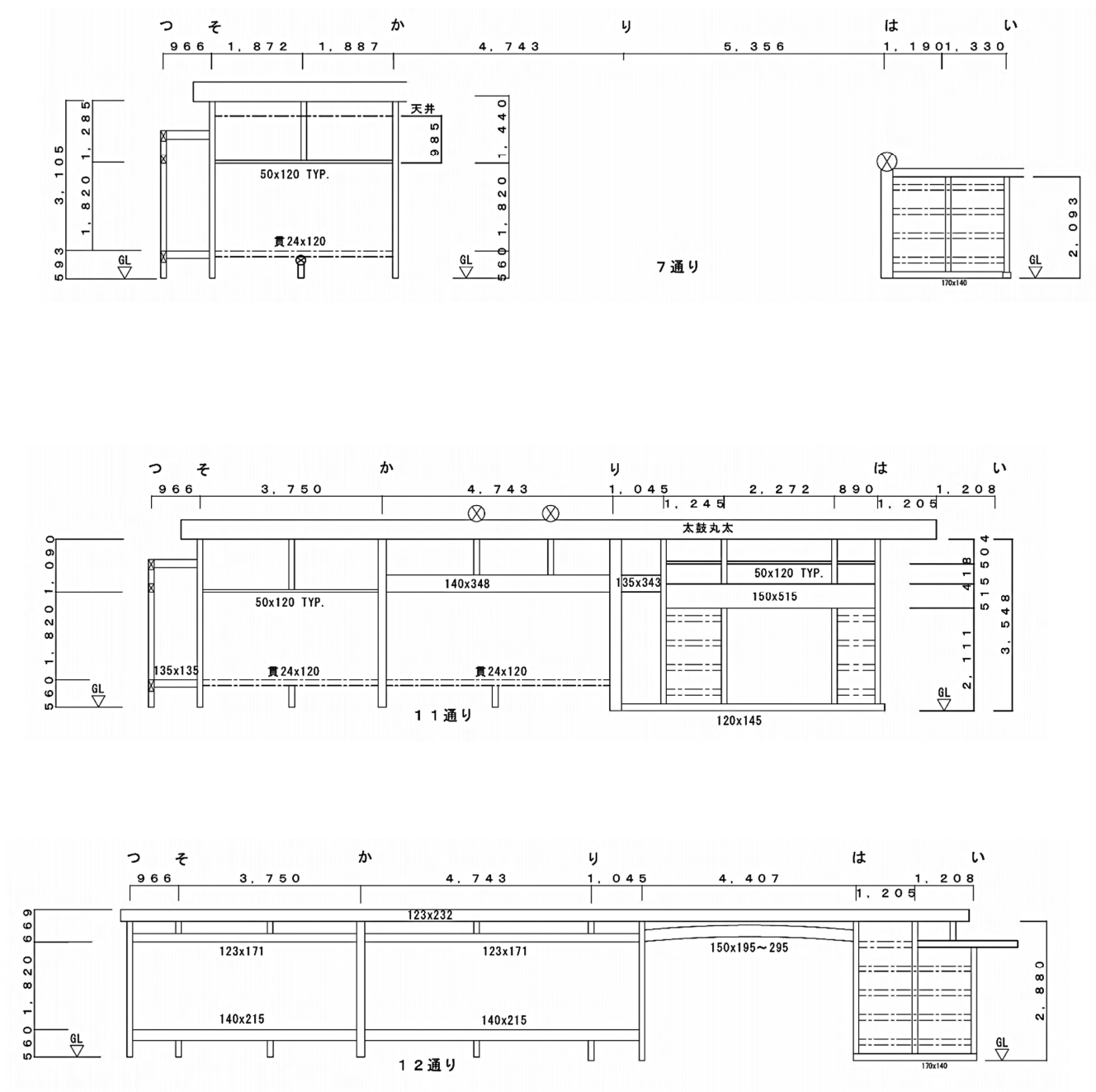


図 6 桁行方向 軸組図



写真 7 は通り 2 ～ 1 1 通り



写真 8 は- 2



写真 9 は- 2 柱 柱



写真 10 リ通り 5～11 通り間差し鴨居



写真 11 リ-5 大黒柱



写真 13 リ通り 5～11 通り差し鴨居



写真 12 リ-5 大黒柱の石場建て



写真 14 リ通り 1～5 通り差し鴨居



写真 15 リ通り 5～11 通り差し鴨居



写真 16 か通り 5～11 通り差し鴨居
4 通り る～か通り差し鴨居



写真 17 り通り 1～6 通り差し鴨居



写真 18 南縁側の西方向を見る



写真 19 西縁側の南方向を見る



写真 20 か通り 3～5 通り壁
か通り 5～7 通り差し鴨居

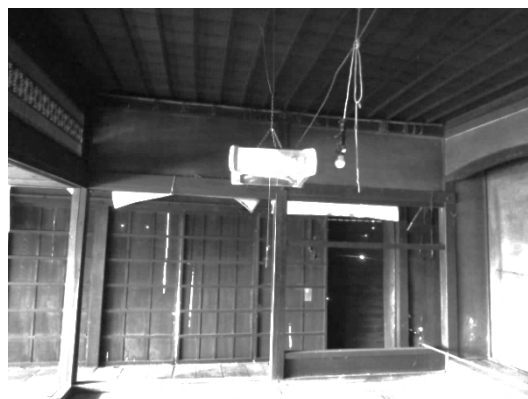


写真 21 そ通り 3～7 通り付け鴨居



写真 22 5 通り は～り通り小屋梁



写真 23 そ通り 3～9 通り差し鴨居
7 通り よ～そ通り差し鴨居

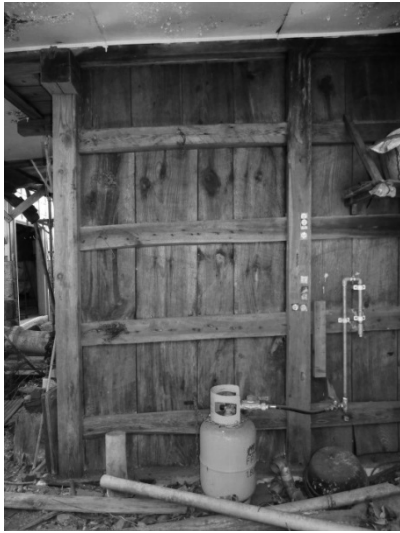


写真 24 2 通り い～ろ通り板壁と貫



写真 25 柱と貫



写真 26 縁の下



写真 27 石場建ての縁束



写真 28 そー 7 柱 柱脚



写真 29 そー 7 柱柱脚部 足固め継手



写真 30 をー 1 1 叉首部



写真 31 かー 1 2 小屋梁部

3.3 那須烏山市大木須地区における古民家の耐震性能評価

3.3.1 古民家の耐震性能の評価手法

地域材住宅の実用化を図るため、地場産材だけでつくる耐力壁の耐震性能を明らかにしたい。そこで地域材住宅の開発目標とする塑性域が長く変形能力が高い構造性能の評価基準³⁾を本章で確定する。既往の古民家と古民家に現在の一般的な耐力壁を建築基準法施行令 46 条の必要壁量に組み替えた仮想の軸組住宅(以後、在来工法住宅)としての構造特性を、双方の限界耐力計算結果から抽出して、地域材住宅の開発目標とする耐震性能を確定する。

耐震性能の評価手法として、限界耐力計算は荷重増分法と変位増分法がある。荷重増分法では、木造建物の構法と構造性能との関連性の評価は、現在の建築基準法の仕様規定から設計用の地震動に対して、その地震時に必要とされる保有する耐力以上を、あるいは壁量計算によればその必要壁量以上を具備することが求められている。一般には地震入力による外力分布に基づき、荷重増分解析を行い、いずれかの階が限界変形角に達した時の必要耐力に対して建物が持つ耐力が上回っていること確認する。しかし、この検証方法による構造性能の評価は、塑性域が長く十分な変形能力を有する構法では正確ではない。そこで本論では、塑性域が長く変形能力が高い構法の評価が可能な変位増分法⁴⁾を用いる。復元力特性のモデル化にあたっては架構の曲げ変形は見込まず、せん断卓越型の変形モードの架構として扱う。変位増分法による限界耐力計算は以下の手順で行う。

- ① 弾性時の固有モードに基づき、非線形の塑性域の変形を増分させて各特定変形時の変形モードを求める。
- ② 各特定変形角時の変形モードから等価な一質点系に置換する。
- ③ 各特定変形角時の等価剛性、等価周期、減衰定数と加速度応答スペクトルから一質点系の応力加速度を求める。
- ④ 各特定変形角時の応答値の値を結んだ線と建物の復元力との交点が一質点系の真の応答値になる。
- ⑤ 一質点系の真の応答値から各特定変形角時の変形モードを用いて各階の変位を求める。
- ⑥ 各階の変位が限界変位以下であることを確かめる。

この様なことから、本章 3.3.6 節では、古民家における地震時の応答値の算定を、3.3.8 節では、在来工法住宅における地震時の応答値の算定を変位増分法による限界耐力計算を Excel の表計算ソフトを用いて行う。(なお第 6 章 4.5 節で変位増分法による限界耐力計算を詳しく説明している。)

なお変位増分法による限界耐力計算を行うにあたり以下の諸元を確定する。

3.3.2 部位の仕様とその単位荷重

現場調査から、古民家は表1のような各部位の仕様の荷重は建築基準法施行令第84条及び文部科学省「重要文化財耐震診断指針に基づく基礎診断実施要項」⁵⁾に示される単位重量に設定する。また古民家と在来工法住宅の耐震性能を比較するため、表2に示す固定荷重は古民家の壁を在来工法住宅の壁(耐力壁)に置き換えた重量にした。屋根と床は古民家と同じ仕上げにして重量も同じにした。各部位の重量はこの単位荷重にそれぞれの面積や長さを乗じて算出する。

表1 古民家の固定荷重

部位	仕様	単位荷重 (N/m ²)	備考
屋根	カラー鉄板瓦棒葺き	200	下地を含む
	萱葺	1500	葺厚さt=500mm
	小屋組	300	
	天井	200	下地を含む
壁	柱・差し鴨居	200	
	板壁	300	貫を含む
	土壁	1000	貫・木舞を含む
床	畳	300	根太・荒床を含む
	板張	150	根太を含む
	大引・足固め	100	

表2 在来工法住宅の固定荷重

部位	仕様	単位荷重 (N/m ²)	備考
屋根	古民家に同じ		
壁	外壁・サイディング+石膏ボード	300	軸組と下地を含む
	外壁・小壁	150	下地を含む
	室内壁・石膏ボード+石膏ボード	300	軸組と下地を含む
	室内壁・小壁	150	下地を含む
床	古民家に同じ		

3.3.3 地震力

計算に用いる入力地震動は各構面の重量を総計して、地震時設計用の建物重量とし、軒高の中央から上方の荷重とした。地震力の加速度・応答スペクトルを図 7 に示し、地盤種別を表 3 に示す。建築基準法施行令第 82 条の 6 に示す加速度応答スペクトルと平 12 建告 1457 に示す第 2 種地盤として、簡略法に基づいた地盤増幅率から算定した。しかし、現地は地震ハザードステーション(J-shis)には最大速度増幅率が 0.6~0.8 となる比較的良好な地盤であることが示されている。

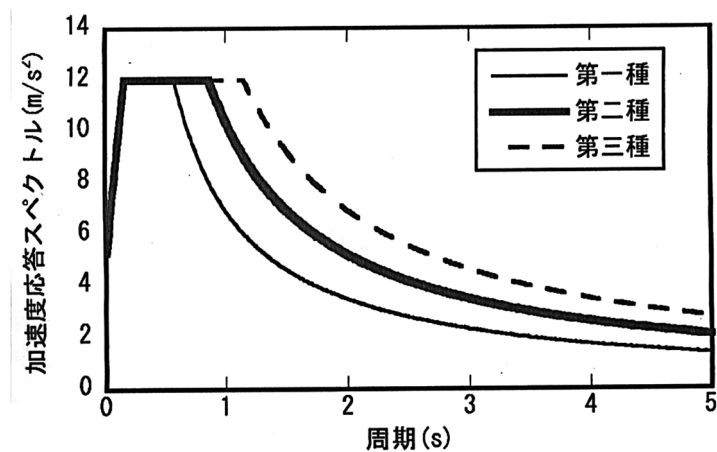


図 7 地盤と加速度応答スペクトル

表 3 地盤種別

第 1 種地盤：岩盤、硬質砂礫層、その他これに類する地盤（一般的に強固な地盤
第 2 種地盤：第 1 種地盤及び第 2 種地盤以外の地盤（通常地盤、一般的にこの地盤を想定して検討を行う。）
第 3 種地盤：腐植土、泥土、その他に類する地盤（一般的に軟弱な地盤）

3.3.4 耐震要素の種類

現地調査から古民家の耐震要素は写真1と表3に示す6種類になる。足固めは角材仕様と貫仕様がある。なお、豎板張については耐震要素として算入しない。

実際の耐震要素の復元力は、スパン1820mm×高さ2730mmの標準的な壁の復元力を基準にして調査した寸法に応じて補正を行う。この補正の詳細は、第3章3.5節の表4古民家の限界耐力計算表2(2)に記載している。また仮想の在来工法住宅は古民家の壁を表5に示す耐力壁に変換する。この壁量で不足する時は圧縮筋違で補う。

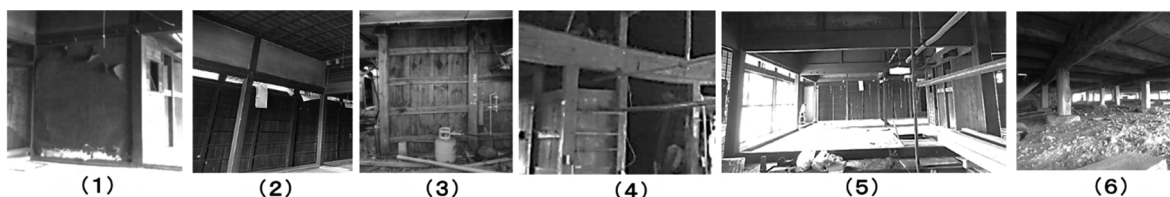


写真32 古民家の耐震要素

(注) 表4の番号に対応している

表4 古民家の耐震要素の種類とその仕様

古民家の耐力壁	仕様
(1)土壁	貫4段に木舞土壁 $t=55\text{mm}$
(2)小壁	貫に木舞土壁 $t=55\text{mm}$
(3)貫と豎板張	貫 $24\text{mm} \times 120\text{mm}$ 4段に $t=15\text{mm} \times 150\text{mm}$ 豎張
(4)小屋梁・軒桁と柱	長ホゾ
(5)差し鴨居	主に櫓 $130\text{mm} \times 300\text{mm}$ 以上の断面寸法
(6)足固め	張間方向 $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ 以上桁行方向貫 24×120

表5 在来工法住宅の耐震要素の種類とその仕様

現代民家の耐力壁	仕様
外壁(大壁)	サイディング+石膏ボード
外壁小壁(大壁)	サイディング+石膏ボード
室内壁(大壁)	石膏ボード+石膏ボード
室内壁小壁(大壁)	石膏ボード+石膏ボード
柱	柱頭柱脚短ホゾ
圧縮筋違 45×90	必要壁量を満たすために1m巾として(1),(3)耐力壁全長の2/3に補充

3.3.5 古民家の耐震診断結果

剛床と仮定するには十分である屋根とその小屋組、軒高の 1/2 の総重量は 654.41kN(表 4,2(6))である。柱が負担する荷重を個々に算定するのではなく、耐震要素と柱が連続する通りごとの構面が負担する面積の荷重(表 4,2(3))から重心を求めた。同じように耐震要素の剛度も各通りの構面についての耐震要素の和から剛心を求めた。これをもとに、張間方向と桁行方向の偏心距離、ねじり剛性、弾力半径をそれぞれ求めて偏心率(表 4,2(4))を算出した。

偏心率は張間方向で 0.19、桁行方向では 0.02 であった。双方とも建築基準法のクライテリアの偏心率 0.3 はクリアしている。桁行方向の偏心率が低いのは、図 8 に示すように、貫と差し鴨居・足固めの軸組とのバランスが良いことが要因である。

上記の準備計算から表 4 の限界耐力計算(詳細は第 6 章 4.6 で説明している)を行った。調査建物は、当然ながら組み立てられているので、仕口などの仕様が不明なことから、設計のクライテリアを稀に発生する地震動(中地震)における損傷限界変形角を $1/120\text{rad}$ として、極稀に発生する地震動(大地震)に対する安全限界変形角を $1/20\text{rad}$ とした。

各通り構面から重量を積算した結果、質点系に置換した建物重量(表 4,2(7))は 750.44kN であり、床面積(表 4,2(7))は 164.23 m^2 であった。単位床面積当たりの重量(表 4,2(7))は 4.6 kN/m^2 になる。

層間変形角における耐力を地震力算定建物重量で除したベースシア係数 C_B を求めた。その中で、層間変形角 $1/30\text{rad}$ における張間方向の耐力は 211.34kN、桁行方向は 184.97kN であり、ベースシア係数は張間方向(表 4,3(1))では 0.32、桁行方向(表 4,8(11))は 0.28 になった。図 8 はその時の耐震要素の負担割合をグラフにしたものである。耐震要素を軸組系の差し鴨居・足固めと壁系の土壁・小壁、そのどちらにも属さない貫に分けた。負担割合は張間方向では軸組系の差し鴨居・足固めが約 5 割を占めている。桁行方向では、ほぼ軸組系、壁系と貫が 3 分している。これは、張間方向では一室空間の続き間とする機能から、軸組系の差し鴨居・足固めが用いられており、桁行方向では壁や開口部を混在させて外部空間を仕切るために、平均的に軸組系、壁系、貫を用いる耐震要素の構成になっている。特に縁側の雨戸の敷居として用いる、足固めと差し鴨居の構成は、実用性と構造性能を兼ね備えており、優れた耐震要素になっている。

限界耐力計算の張間方向と桁行方向の結果を表 4,7(2)、表 4,8(2) 示す 1 質点の応答値のグラフと表 4,7(4)、表 4,8(4) に応答値の判定を示す。

稀に発生する地震動(中地震)における応答変形角は張間方向では $1/91\text{rad}$ 桁行方向では $1/87\text{rad}$ になった。極稀に発生する地震動(大地震)における応答変形角は張間方向では $1/19\text{rad}$ 桁行方向では $1/17\text{rad}$ である。設計クライテリアの極稀に発生する地震動(大地震)における応答変形角を $1/15\text{rad}$ であれば、張間方向は $1/17\text{rad}$ 、桁行方向では $1/16\text{rad}$ であり、倒壊に至らないことになる。それは、本古民家は震度 6 弱の東日本大震災を経験して、本調査から建物の損傷は皆無であること

が証明している。損傷は写真 1 に見えるような、石垣角の組石が一部崩れただけである。なお、柱脚は石場建てであるので極稀に発生する地震動に対して、建物の柱の滑りを検討してみると、建物の総重量は 750.44kN であり、極稀に発生する地震動 1/15rad 時では耐力が 184.97kN である。 $184.97\text{kN}/750.44\text{kN}=0.24$ になり、柱脚の石場建ての静摩擦係数⁶⁾0.4 を下まわるため、想定する地震動の範囲では滑らないと判断できる。

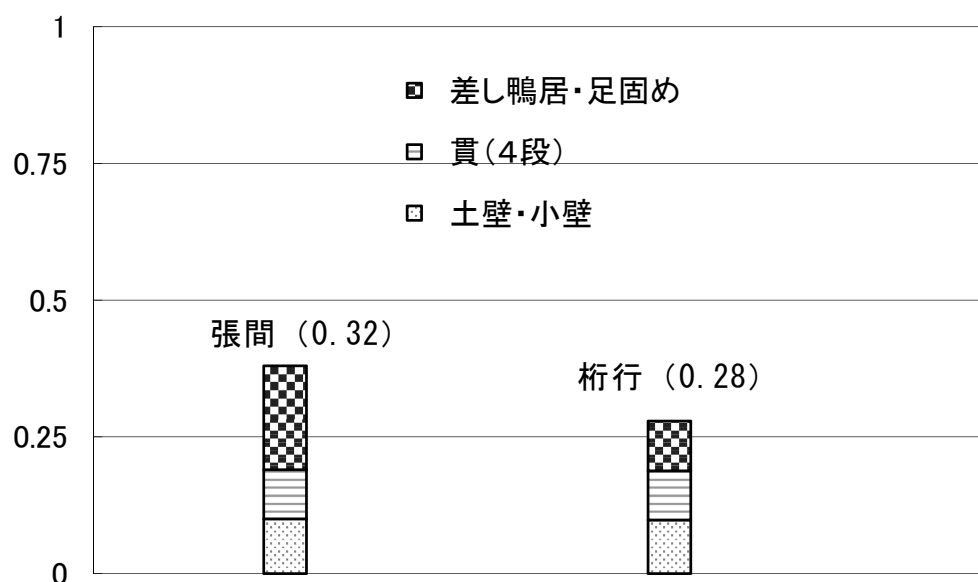


図 8 1/30rad 張間方向・桁行方向の耐力壁の耐力比とベースシア係数

3.3.6 古民家における地震時の応答値の算定

表 4 古民家の限界耐力計算表

[illegible]

(2)耐震要素の耐力と補正耐力

耐震要素	仕様	スパンm		補正項目		部材寸法mm	耐力kN	変形rad					
		無し	比例	高さm	高さm			0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/20
土壁	土壁厚さ≧55mm	比例	182	無し	2.73	壁厚に比例	基本耐力	0	9	9	9	9	9
					2.75	壁厚に比例	補正耐力	0	9	9	9	9	9
小壁	土壁厚さ≧55mm	比例	182	比例	2.73	壁厚に比例	基本耐力	0	2	4	4	4	4
					3.474	壁厚に比例	補正耐力	0	2.55	5.09	5.09	5.09	5.09
貫24x120	貫4段	無し	1	反比例	2.73	貫枚数に比例	基本耐力	0	0.38	0.75	0.88	1	1
					2.2	貫枚数に比例	補正耐力	0	1.89	3.72	4.37	4.96	4.96
柱の長ホゾ	長ホゾ	無し	1	反比例	2.73	柱本数に比例	基本耐力	0	1	1.5	1.5	1.5	1.5
					1.63	柱本数に比例	補正耐力	0	0.84	1.26	1.26	1.26	1.26
差し鴨居	140x345	無し	1	反比例	2.73	差し鴨居断面積に比例(幅は同じとする)	基本耐力	0	0.5	1	1.25	1.5	1.5
					2.38	差し鴨居断面積に比例(幅は同じとする)	補正耐力	0	0.73	1.47	1.83	2.2	2.2
足固め(貫)	貫1段	無し	1	反比例	2.73	貫枚数に比例	基本耐力	0	0.38	0.75	0.88	1	1
					0.56	貫枚数に比例	補正耐力	0	1.85	3.66	4.29	4.88	4.88
足固め	140x215 断面積 201000mm ²	無し	1	反比例	2.73	差し鴨居断面積に比例	基本耐力	0	0.5	1	1.25	1.5	1.5
					0.56	差し鴨居断面積に比例	補正耐力	0	2.26	4.53	5.66	6.79	6.79

(3)通り構面軸力

張間方向		屋根			天井			小屋重量			壁	
		カラー鉄板+萱葺+小屋組	屋根面積	屋根重量	カラー鉄板+萱葺+小屋組	天井面積	天井重量		柱・差し鴨居	土壁		
	単位荷重	2000 N/㎡	㎡	kN	200 N/㎡	㎡	kN	kN	200 N/㎡	1000 N/㎡		
い	2～11	2.78	12.6	35.03	70.06		0	0	70.06			
は	2～11	3.986	12.6	50.22	100.44		0	0	100.44			
り	2～11	5.073	12.6	63.92	127.84	2.361	6.615	15.62	3.12	130.96	10.392	1.44
か	2～11	4.241	12.6	53.44	106.88	2.361	6.61	15.61	3.12	110	5.63	1.44
				0	0	1.887	9.48	17.89	3.58	3.58		
そ	2～11	2.362	12.6	29.76	59.52	2.362	9.48	22.39	4.48	64	7.54	0.72
つ	2～11	2.663	12.6	33.55	67.1	0.483	9.48	4.58	0.92	68.02		7.54
	合計			265.92	531.84			76.09	15.22	547.06		1.44
									①			

①

			地震時壁重量	通り地震時重量			床			大引・足廻(面積は畳と板張の合計)	床重量	通り柱脚重量
板壁		壁重量	kN	kN	kN	300 N/m ²		150 N/m ²		100 N/m ²	kN	kN
8.698	2.41	6.29	3.15	73.21					0	0	0	76.35
2.848	2.613	2.23	1.12	101.56					0	0	0	102.67
		10.47	5.24	136.2	2.361	5.65	2.361	3.81	2.361	9.46	7.58	149.01
0.95	2.41	8.47	4.24	114.24	2.361	5.65	2.361	3.81	2.361	9.46	7.58	126.05
			0	3.58	1.887	7.562	1.887	1.934	1.887	9.46	6.61	10.19
0.976	2.38	1.78	0.89	64.89	1.872	7.562	1.872	1.934	1.872	9.496	6.57	
							0.483	9.496	0.483	9.496	1.15	
0.976	2.38	11.55	5.78	73.8			0.483	9.496	0.483	9.496	1.15	80.72
		40.79	20.42	567.48							30.64	544.99

桁行方向				屋根				天井		小屋重量					壁	
	単位荷重	2000 N/㎡		㎡	kN	200 N/㎡		㎡	kN	kN	200 N/㎡		1000 N/㎡			
2	い〜つ	2.541	13.991	35.55	71.1				0	0	71.1			1.878	2.29	
		1.567	7.114	11.15	22.3	0.487	4.725	2.3	0.46	22.76						
3	か〜つ	1.425	7.114	10.14	20.28	1.425	4.725	6.73	1.35	21.63	3.75	3.105	3.75	1.285		
5	い〜つ	7.114	1.876	13.35	26.7	4.725	1.876	8.86	1.77	28.47	4.743	3.59	4.743	1.217		
		13.991	5.152	72.08	144.16	3.763	4.722	17.77	3.55	147.71						
7	い〜つ	7.114	2.825	20.1	40.2	4.725	2.825	13.35	2.67	42.87	3.739	3.698	3.739	1.44		
11	い〜つ	21.105	2.367	49.96	99.92	9.448	2.367	22.36	4.47	104.39	17.349	3.47	9.538	1.085		
				0	0			0	0	0						
12	い〜つ	2.54	21.105	53.61	107.22	9.448	0.48	4.54	0.91	108.13	17.349	2.88				
	合計			265.94	531.88			75.91	15.18	547.06						

			地震時壁重 量		通り地震時重 量				床				大引・足廻(面積は畳と板張の合 計)		床重量		通り柱脚重量	
板壁		壁重量		kN	kN	kN	300 N/㎡		板張		150 N/㎡		100 N/㎡		kN		kN	
300 N/㎡																		
7.295	2.29	9.31		4.66	75.76				0.487		4.725	0.487	4.725	0.487	4.725	0.58	80.99	
				0	22.76				1.425		4.722	1.425	4.722	1.425	4.722	1.68	24.44	
			7.15	3.58	25.21	0.975	3.759		0.487		4.725	0.487	4.725	0.487	4.725	1.67	30.45	
									0.975		0.966	0.975	4.725	0.975	4.725	0.6		
			9.18	4.59	33.06	1.876	3.759		1.876		0.966	1.876	4.725	1.876	4.725	3.27	40.92	
				0	147.71	3.763	4.772		1.425		4.772	5.118	4.772	5.118	4.772	8.85	156.56	
			8.15	4.08	46.95	2.825	3.759		2.825		0.966	2.825	4.725	2.825	4.725	4.93	55.95	
3.65	2.786	25.44		12.72	117.11	1.877	8.531		1.877		0.966	1.877	9.447	1.877	9.447	6.85	136.68	
				0	0				0.48		9.447	0.48	9.447	0.48	9.447	1.13	1.13	
24.13	2.88	30.84		15.42	123.55				0.48		9.447	0.48	9.447	0.48	9.447	1.13	140.1	
			90.07	45.05	592.11											30.69	667.22	

(4) 偏心率の計算

				張間の重心							
				通り		Ni	Lxi	Ni × Lxi			
				い	2～11	73.21	17.349	1270.12			
				は	2～11	101.56	14.936	1516.9			
				り	2～11	136.2	9.484	1291.72			
				か	2～11	117.82	4.741	558.58			
				そ	2～11	64.89	0.991	64.31			
				つ	2～11	73.8	0	0			
						567.48		4701.63			
							Gx=	8.29	m		
張間の偏心率											
	張間方向		1/30rad耐力	い	は	り	か	そ	つ	通り	
耐震要素	土壁	9					1			1	
	小壁	5.09				4.5	3	4		11.5	
	貫	4.96	6	3			1	1	1	12	
	長ホゾ	1.26		1						1	
	差し鴨居	2.2			4	3			2	9	
	足固め(貫)	4.88					2	4		6	
	足固め	6.79				2	1		2	5	
	Dxi		29.76	16.14	45.29	52.38	44.84	22.94	211.35	$\Leftarrow \Sigma Dxi$	
	Lxi		17.349	14.936	9.484	4.741	0.991	0			
	Dxi * Lxi		516.31	241.07	429.53	248.33	44.44	0	1479.68	$\Leftarrow \Sigma (Dxi * Lxi)$	
	Lxi - Lxk		10.35	7.94	2.48	-2.26	-6.01	-7	7	$\Leftarrow Lxk$	
	X ⇒ Dxi * (Lxi - Lxk)2		3187.97	1017.52	278.55	267.54	1619.63	1124.06	7495.27	$\Leftarrow \Sigma X$	
	偏心率の計算			Gx = 8.29	ex = 1.29 ↑ ex =GX-LxK		rex = 6.901 ↑ rex = $\sqrt{\Sigma Dxi/\Sigma X+\Sigma Y}$		Rex = 0.19 Rex = ex / rex		≤0.3 OK

		桁行の重心									
		通り		Ni	Ly _i	Ni × Ly _i					
		2	い〜つ	98.52	9.461	932.1					
		3	か〜つ	25.21	8.486	213.93					
		5	い〜つ	180.77	6.61	1194.89					
		7	い〜つ	46.95	4.734	222.26					
		11	い〜つ	117.11	0.96	112.43					
		12	い〜つ	123.55	0	0					
				592.11		2675.61					
					Gy=	4.52	m				
桁行の偏心率											
桁行方向			1/30rad耐力	2	3	5	7	11	12	通り	
耐震要素	土壁	9	1							1	
	小壁	5.09		2	3	2	4			11	
	貫	4.96	6			2	2	2		12	
	長ホゾ	1.26								0	
	差し鴨居	2.2			2		3	3		8	
	足固め(貫)	4.88		2	1	1	2			6	
	足固め	6.79						2		2	
	DY _i		38.76	19.94	24.55	24.98	46.64	30.1	184.97	⇐ Σ DY _i	
	LY _i		9.461	8.486	6.61	4.734	0.96	0			
	DY _i * LY _i		366.71	169.21	162.28	118.26	44.77	0	861.23	⇐ Σ (DY _i * LY _i)	
	LY _i - LYK		4.8	3.83	1.95	0.07	-3.7	-4.66	4.66	⇐ LYK	
	Y ⇒ DY _i * (LY _i - LYK)/2		893.03	292.5	93.35	0.12	638.5	653.64	2571.14	⇐ Σ Y	
偏心率の計算			Gy = 4.52	eY = 0.14 ⇐ eY = GY - LYK		rex = 7.377 ⇐ reY = √ Σ DY _i / Σ X + Σ Y		Rey = 0.02 Rey = ex / rex		≤ 0.3	OK

(5)地震用積載荷重 L (N)	小屋裏		馬屋上		2.413	5.045		500 N				6.09 kN		
			天井上		9.484	7.548		500 N				35.79 kN	41.88 kN	④

(6)地震用建物重量 W (kN)		1階	【桁行方向】【張間方向】		①+②+③+④				654.41 kN
-------------------	--	----	--------------	--	---------	--	--	--	-----------

(7)建物概要													(単位 1kgW=9.8N)	
地震用建物重量			W 重量 (kN)			Mu 質量 (t)						地域係数 Z	表層地盤による加速度増幅率Gsの算出法	
			【張間方向】	【桁行方向】		【張間方向】	【桁行方向】					1.0	簡略計算	Gs
		1階	654.4			66.8							第2種地盤	2.025
建物総重量		ΣW	①+④+⑤+⑥+⑦										750.44 kN	
床面積当り重量		1階床面積 (m ²)	A= 17.36	9.46		164.23 m ²						ΣW/A=	4.6 kN/m ²	
柱1本当り重量と床面積あたり柱本数		1階柱本数	n= 47	A/n=	16 kN							n/A=	0.29 本/m ²	

3. 【張間方向】の検討								
--------------	--	--	--	--	--	--	--	--

(1) 復元力特性 ΔQ

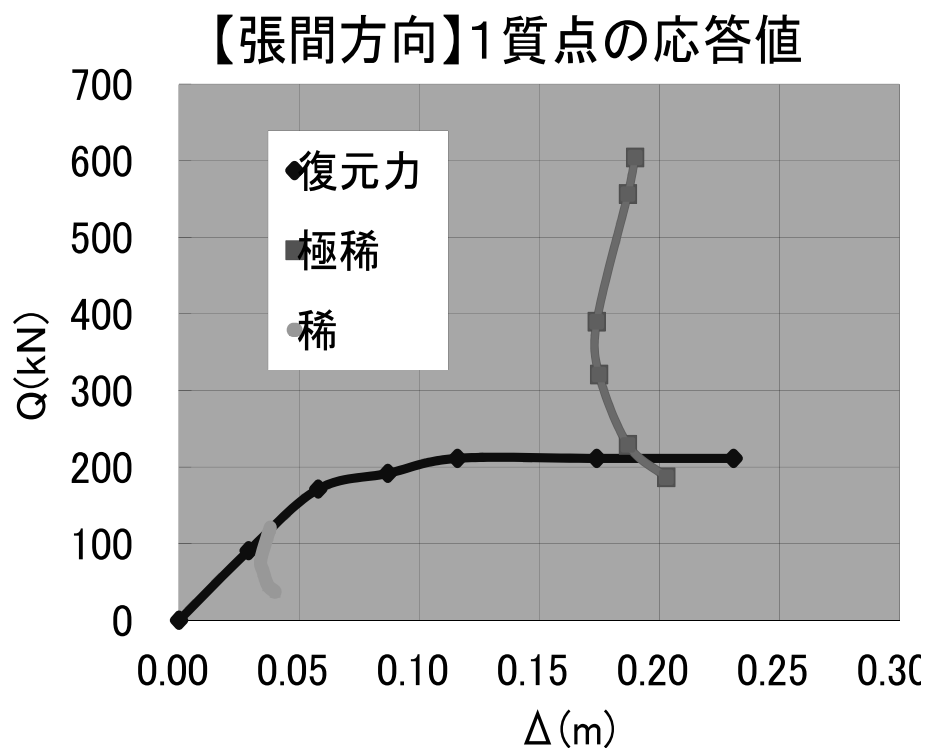
張間方向	変形角 1/R (rad)		0		120		60	
	耐震要素	耐震要素数	復元力特性	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性
	土壁	1	0	9	9	9	9	9
	小壁	11.5	0	2.55	29.325	5.09	58.535	5.09
	貫	12	0	1.89	22.68	3.72	44.64	4.37
	長ホゾ	1	0	0.84	0.84	1.26	1.26	1.26
	差し鴨居	9	0	0.73	6.57	1.47	13.23	1.83
	足固め(貫)	6	0	1.85	11.1	3.66	21.96	4.29
	足固め	5	0	2.26	11.3	4.53	22.65	5.66
	Qi (kN)		0		90.815		171.275	
	ベースシア係数 C_B				0.13		0.26	

40		30		20		15
復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計
9	9	9	9	9	9	9
58.535	5.09	58.535	5.09	58.535	5.09	58.535
52.44	4.96	59.52	4.96	59.52	4.96	59.52
1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26	1.26
16.47	2.2	19.8	2.2	19.8	2.2	19.8
25.74	4.88	29.28	4.88	29.28	4.88	29.28
28.3	6.79	33.95	6.79	33.95	6.79	33.95
191.745		211.345		211.345		211.345
0.29		0.32		0.32		0.32

(2) 1質点系への縮約

【張間方向】				変形角 1/R (rad)	120	60	40	30	20	15
有効質量 Mu	W			(kN)	654.4	654.4	654.4	654.4	654.4	654.4
	Mu=W/9.8			(t)	66.776	66.776	66.776	66.776	66.776	66.776
代表高さ He				(m)	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47
代表変位 Δi				(m)	0.029	0.058	0.087	0.116	0.174	0.231
等価剛性 Kei	$K_{ei}=Q_i/\Delta_i$			(kN/m)	3132	2953	2204	1822	1215	915
固有周期 Te	$T_e=2\pi\sqrt{M_u/K_{ei}}$			(sec)	0.917	0.945	1.093	1.203	1.473	1.697
	$(\Delta_i-Q_i/1/120Ke)$				0	0.003	0.025	0.048	0.106	0.163
	$\Delta W=Q_i\cdot(\Delta_i-Q_i/1/120Ke)$				0	0.513	4.793	10.144	22.402	34.449
	$W=1/2\cdot\Delta_i\cdot Q_i$				1.316	4.966	8.34	12.258	18.387	24.41
等価粘性減衰定数 heq	$heq=1/4\pi\cdot\Delta W/W$				0	0.008	0.045	0.065	0.096	0.112
	h 加速度応答スペクトルは $S_{Ad}=S_{od}\cdot G_s\cdot F_h\cdot p\cdot q\cdot Z$ 及び				0.05	0.058	0.095	0.115	0.146	0.162
	1+10h $S_{As}=S_{os}\cdot G_s\cdot F_h\cdot p\cdot q\cdot Z$ より算出するので $h=0.05$ とする。				1.5	1.58	1.95	2.15	2.46	2.62
振動の減衰による加速度の減衰率 R	$F_h=1.5/1+10h$				1	0.949	0.769	0.697	0.609	0.572
等価固有周期の調整係数 p					0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
有効質量比の調整係数 q					1	1	1	1	1	1
稀に発生する地震に対する 1質点系の応答値	$S_{od}=0.64+6Te$ $S_{od}=1.6\leftarrow 0.16\leq Te<0.64$ $S_{od}=1.024/Te\leftarrow 0.64<Te$				1.117	1.084	0.937	0.851	0.695	0.603
	$G_s=gv\cdot 2.025-T(G_s=1.5(Te/0.64)\leftarrow 0.64\leq Te<Tu$ $G_s=1.5-Te<0.64$				2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
	$S_{Ad}=S_{od}\cdot G_s\cdot F_h\cdot p\cdot q\cdot Z$ (m/S ²) $Tu=0.64(gv/1.5)=0.864$ $gv=2.025$				1.810	1.667	1.167	0.961	0.686	0.559
	$Te/2\pi$				0.145	0.15	0.173	0.191	0.234	0.27
	$S_{Dd}=(Te/2\pi)^2\cdot S_{Ad}$ (m)				0.038	0.037	0.034	0.035	0.037	0.04
	$Q_{Ad}=Mu\cdot S_{Ad}$ (kN)				120.83	111.28	77.94	64.16	45.78	37.31
	$XR=He/S_{Dd}$ (rad)				91	94	102	99	94	87
	$S_{os}=3.2+30Te$ $S_{os}=8\leftarrow 0.16\leq Te<0.64$ $S_{os}=5.12/Te\leftarrow 0.64<Te$				5.585	5.42	4.685	4.255	3.475	3.015
	$G_s=gv\cdot 2.025-T(G_s=1.5(Te/0.64)\leftarrow 0.64\leq Te<G_s=1.5-Te<0.64$				2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
	$S_{As}=S_{os}\cdot G_s\cdot F_h\cdot p\cdot q\cdot Z$ (Tu=0.64(gv/1.5)=0.864 $gv=2.025$				9.048	8.333	5.836	4.804	3.428	2.794
極稀に発生する地震に対する 1質点系の応答値	$Te/2\pi$				0.145	0.15	0.173	0.191	0.234	0.27
	$S_{Ds}=(Te/2\pi)^2\cdot S_{As}$ (m)				0.19	0.187	0.174	0.175	0.187	0.203
	$Q_{ns}=Mu\cdot S_{As}$ (kN)				604.16	556.41	389.73	320.82	228.93	186.56
	$XR=He/S_{Ds}$ (rad)				18	19	20	20	19	17
【張間方向】				変形角 1/R (rad)	120	60	40	30	20	15

【張間方向】	0	120	60	40	30	20	15
$\Delta = RH$ (m)	0	0.029	0.058	0.087	0.116	0.174	0.231
復元力 Q (kN)	0	90.815	171.275	191.745	211.345	211.345	211.345
稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{nd} (kN)		120.83	111.28	77.94	64.16	45.78	37.31
S_{Dd} (m)		0.038	0.037	0.034	0.035	0.037	0.04
極稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{ns} (kN)		604.16	556.41	389.73	320.82	228.93	186.56
S_{Ds} (m)		0.19	0.187	0.174	0.175	0.187	0.203



(4) 張間方向の応答値による性能チェック

【張間方向】							
稀に発生する地震に対しての最大応答変形角				真の応答値	目標応答値(設計クライテリア)		
			1階	1/91	≥	1/120	
極めて稀に発生する地震に対しての最大応答変形角				真の応答値	目標応答値(設計クライテリア)		
			1階	1/19	≥	1/20	

8. 【桁行方向】の検討

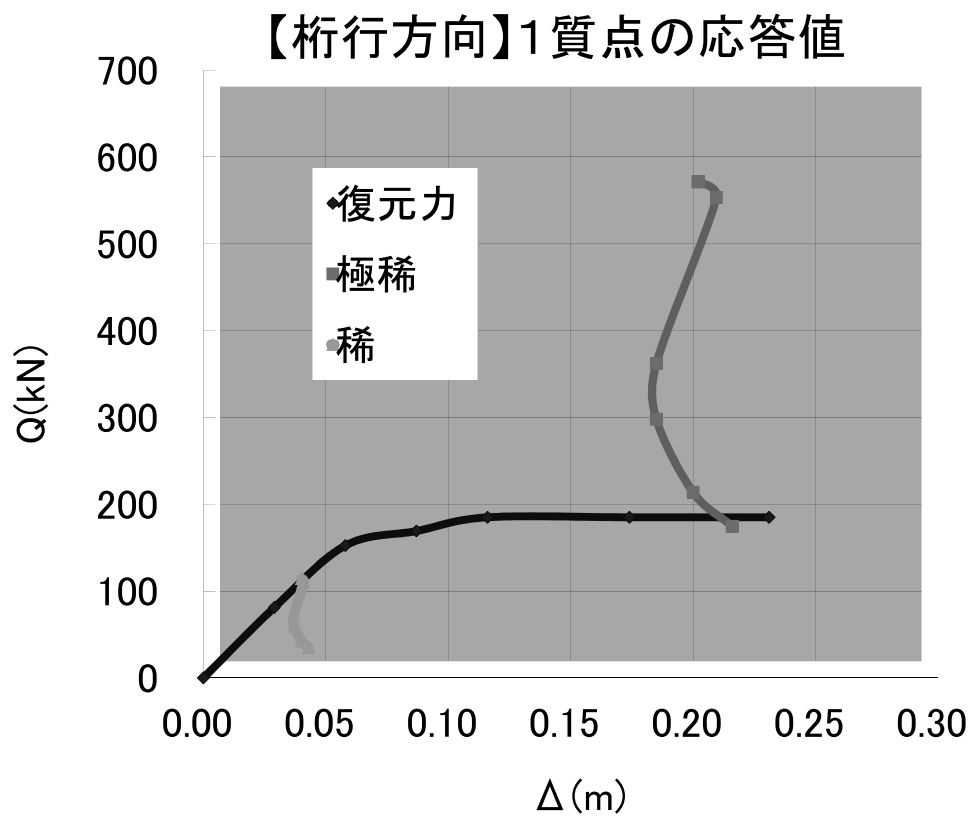
(1) 復元力特性 Δ Q

桁行方向	変形角 $1/R$ (rad)		0		120		60
	耐震要素	耐震要素数	復元力特性	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計
	土壁	1	0	9	9	9	9
	小壁	11	0	2.55	28.05	5.09	55.99
	貫	12	0	1.89	22.68	3.72	44.64
	長ホゾ	0	0	0.84	0	1.26	0
	差し鴨居	8	0	0.73	5.84	1.47	11.76
	足固め(貫)	6	0	1.85	11.1	3.66	21.96
	足固め	2	0	2.26	4.52	4.53	9.06
	Qi (kN)		0		81.19		152.41
	ベースシア係数 C_B		0		0.12		0.23

40		30		20		15
復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計
9	9	9	9	9	9	9
55.99	5.09	55.99	5.09	55.99	5.09	55.99
52.44	4.96	59.52	4.96	59.52	4.96	59.52
0	1.26	0	1.26	0	1.26	0
14.64	2.2	17.6	2.2	17.6	2.2	17.6
25.74	4.88	29.28	4.88	29.28	4.88	29.28
11.32	6.79	13.58	6.79	13.58	6.79	13.58
169.13		184.97		184.97		184.97
0.25		0.28		0.28		0.28

(2) 1質点系への縮約												
【新行方向】												
有効質量 Mu	W		変形角 1/R (rad)									
	Mu=W/9.8		(kN)	654.4	654.4	654.4	654.4	654.4	654.4	654.4	654.4	654.4
代表高さ He			(t)	66.776	66.776	66.776	66.776	66.776	66.776	66.776	66.776	66.776
代表変位 Δi			(m)	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47
等価剛性 Kei	K _{ei} =Qi/Δi		(m)	0.029	0.058	0.116	0.087	0.116	0.174	0.231	0.231	0.231
固有周期 Te	Te=2π√Mu/Kei		(kN/m)	2800	2628	1944	1595	1063	801	801	801	801
	(Δi-Qi/1.120Ke)		(sec)	0.97	1.001	1.164	1.285	1.574	1.814	1.814	1.814	1.814
	ΔW=Qi・(Δi-Qi/1/120Ke)			0	0	0.026	0.049	0.107	0.164	0.164	0.164	0.164
	W=1/2・Δi・Qi			0	0	4.397	9.063	19.791	30.335	30.335	30.335	30.335
等価粘性減衰定数 heq	heq =1/4 π・ΔW/W			1.177	4.419	7.357	10.728	16.092	21.364	21.364	21.364	21.364
	h	加速度応答スペクトルは S _{ad} =S _{og} *Gs*Fh*p*q*Z 及び		0	0	0.047	0.067	0.097	0.112	0.112	0.112	0.112
	1+10h	S _{as} =S _{og} *Gs*Fh*p*q*Z より算出するのてh=0.05とする。		0.05	0.05	0.097	0.117	0.147	0.162	0.162	0.162	0.162
振動の計算による加速度の減衰率	Fh=1.5/1+10h			1.5	1.5	1.97	2.17	2.47	2.62	2.62	2.62	2.62
等価周期の調整係数 p				1	1	0.761	0.691	0.607	0.572	0.572	0.572	0.572
有効質量比の調整係数 q				0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
				1	1	1	1	1	1	1	1	1
	S _{ad} =0.64+6Te ← S _{ad} =1.6←0.16≤Te<0.64	S _{ad} =1.024/Te ← 0.64<Te		1.056	1.023	0.88	0.797	0.651	0.564	0.564	0.564	0.564
	G _s =gv-2.025←Tl.Gs=1.5(Te/0.64) ←0.64≤Te<Tu	G _s =1.5←Te<0.64		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
	S _{ad} =S _{ad} ・G _s ・Fh・p・q・Z (m/S ³)	Tu=0.64(gv/1.5)=0.864	gv=2.025	1.711	1.657	1.085	0.892	0.640	0.523	0.523	0.523	0.523
稀に発生する地震に対する1質点系の応答値	Te/2 π			0.154	0.159	0.185	0.204	0.25	0.288	0.288	0.288	0.288
	S _{0d} =(Te/2 π) ² ・S _{Ad} (m)			0.04	0.041	0.037	0.037	0.04	0.043	0.043	0.043	0.043
	Q _{0d} =Mu・S _{Ad} (kN)			114.23	110.66	72.44	59.57	42.74	34.89	34.89	34.89	34.89
	XR=He/S _{0d} (rad)			87	85	94	94	87	81	81	81	81
	S _{as} =3.2+30Te ← S _{as} =8 ←0.16≤Te<0.64	S _{as} =5.12/Te ← 0.64<Te		5.28	5.115	4.4	3.985	3.255	2.82	2.82	2.82	2.82
	G _s =gv-2.025←Tl.Gs=1.5(Te/0.64)=0.864←0.64≤Te<Gs=1.5←Te<0.64			2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
稀稀に発生する地震に対する1質点系の応答値	S _{As} =S _{os} ・G _s ・Fh・p・q・Z (Tu=0.64(gv/1.5)=0.864	gv=2.025		8.554	8.286	5.424	4.461	3.201	2.613	2.613	2.613	2.613
	Te/2 π			0.154	0.159	0.185	0.204	0.25	0.288	0.288	0.288	0.288
	S _{0s} =(Te/2 π) ² ・S _{As} (m)			0.020	0.20948	0.185	0.185	0.2	0.216	0.216	0.216	0.216
	Q _{ns} =Mu・S _{As} (kN)			571.17	553.32	362.22	297.88	213.73	174.49	174.49	174.49	174.49
	XR=He/S _{0s} (rad)			17	16.56	19	19	17	16	16	16	16
【張間方向】												
			変形角 1/R (rad)									
				120	60	40	30	20	15	15	15	15

【桁行方向】	0	120	60	40	30	20	15
$\Delta = RH$ (m)	0	0.029	0.058	0.087	0.116	0.174	0.231
復元力 Q (kN)	0	81.19	152.41	169.13	184.97	184.97	184.97
稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{nd} (KN)		114.23	110.66	72.44	59.57	42.74	34.89
S_{Dd} (m)		0.04	0.041	0.037	0.037	0.04	0.043
極稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{ns} (KN)		571.17	553.32	362.22	297.88	213.73	174.49
S_{Dns} (m)		0.202	0.20948	0.185	0.185	0.2	0.216



(4) 桁行方向の応答値による性能チェック

【桁行方向】							
稀に発生する地震に対する最大応答変形角		真の応答値		目標応答値(設計クライテリア)			
	1階	1/87	≥	1/120			
極めて稀に発生する地震に対する最大応答変形角		真の応答値		目標応答値(設計クライテリア)			
	1階	1/17	≥	1/20			

3.3.7 在来工法住宅の限界耐力計算と耐震診断結果

第3章3.8の在来工法住宅の限界耐力計算(詳細は第6章4.5で詳しく説明している)は、古民家の壁を現在の一般的な大壁の外壁サイディングと室内壁の石膏ボードによる耐力壁を、建築基準法施行令46条の必要壁量(本論は必要壁量を満たすために筋違いの本数で調整して、存在壁量は必要壁量の10%増しで計算している。)にして組み変えて行う。また在来工法住宅も古民家と同じ仕様の屋根と小屋組にした固定荷重を用いる。小屋組の屋根は又首構造による剛体として扱う。

重心は柱が負担する荷重を個々に算定しないで、耐力壁と柱が連続する通り構面が負担する屋根面積から固定荷重を求めた。同じように耐力壁の剛度も各通りの構面についての耐震要素の和から剛心を求めた。これをもとに、張間方向と桁行方向の偏心距離、ねじり剛性、弾力半径をそれぞれ求めて偏心率を算出した。その結果、偏心率(2(4))は張間方向で0.24、桁行方向は0.14である。双方とも建築基準法のクライテリアの偏心率0.3はクリアしている。

上記の準備計算から表5に限界耐力計算を表4と同様に、Excelの表計算ソフトを用いて行った。前出の古民家と同じ設計のクライテリアを稀に発生する地震動(中地震)における損傷限界変形角を $1/120\text{rad}$ として、極稀に発生する地震動(大地震)に対する安全限界変形角を $1/20\text{rad}$ とした。

各通り構面から重量を積算した結果、質点系に置換した建物重量(2(7))は 662.7kN であり、床面積は 164.23m^2 であるので、単位床面積当たりの重量は 4kN/m^2 になる。

層間変形角における耐力を地震力算定建物重量で除したベースシア係数(3(1), 8(1))を求めた。結果、層間変形角 $1/30\text{rad}$ における張間方向の耐力は 124.6kN 、桁行方向は 128.19kN であり、ベースシア係数は張間方向では0.2、桁行方向も0.2になる。

応答値(3(3), 8(3))は、稀に発生する地震動(中地震)における応答変形角は張間方向では $1/108\text{rad}$ 桁行方向では $1/108\text{rad}$ になった。極稀に発生する地震動(大地震)における応答変形角は張間方向では $1/15\text{rad}$ 桁行方向では $1/16\text{rad}$ である。

3.3.8 在来工法住宅における地震時の応答値の算定

表 5 在来工法住宅の限界耐力計算表

2. 設計荷重					
(1) 固定荷重			壁の固定荷重を仕様規定の耐力壁の固定荷重に変える。		
	部位	仕様	単位荷重(N/㎡)		備考
	屋根	カラー鉄板瓦棒葺	200		下地を含む
		萱葺	1500		葺葺厚さt=500mm
		小屋組	300	2000	
		天井	200		下地を含む
	壁	外壁(大壁)	350		防火サイディング+軸組+石膏ボード
		間仕切壁(大壁)	350		石膏ボード+軸組+石膏ボード
		外壁小壁(大壁)	150		防火サイディング+軸組+石膏ボード
		間仕切小壁(大壁)	150		石膏ボード+軸組+石膏ボード
	床	畳	300		根太・荒床含む
		板張	150		根太を含む
		土台・大引	100		

建築基準法施行令46条(耐震等級1)の必要壁量の算定				
屋根の種類	重い屋根		床面積(㎡)	必要壁量(m/㎡)
張間方向	1階	0.33	164.23	54.2
桁行方向	1階	0.33	164.23	54.2

	Q/1.96		
Q(1/120)	存在壁量 (m)	存/必	判定
117.27	59.83	1.10	◎
115.39	58.87	1.09	◎



(注) 存在壁量は必要壁量の10%増しになっている。

(2)耐震要素の耐力と補正耐力									
<p>注1)各耐震要素の特定変形角時の耐力は「木造軸組住宅の限界耐力計算による設計の手引き」(平成17年3月発行・財日本住宅・木材技術センター)pp.2-17～26)による。</p> <p>注2)小壁は耐力壁、準耐力壁の1/3の耐力とみなす。</p>									

特定変形角	rad. (× 10 ⁻³)	0	1	2	3	5	7.5	1/120	1/120	10	15	1/60	1/40	1/30	1/20	1/15
耐力壁(N/cm)サイディング壁	0	7	11	13	17	19	19	19.64	8.3	21	23	23.68	25	27	29.5	30
石膏ボード壁	0	6	10.2	12	13.8	14.4	14.4	14.4	14.4	14.4	13.2	12.1584	12.6	10.8	8.4	0
正縁片筋違い45×90	0	6	12.4	18	29.5	42	42	43.92	48	48	50	51.7	55	35	20	0
柱N/本	④柱	0	38	56	94	150	206	224	224	263	375	394	431	544	619	769
巾1m付 (kN/m)	①外壁	0						2.0	2.0			2.4	2.6		3.0	3.3
巾1m付 (kN/m)	②間仕切壁	0						1.4	1.4			1.2	1.2		0.4	0.0
1ヶ所付(kN / m) ③正縁片筋違い45×90	0							2.9	2.9			3.4	3.0		0.9	0.6
特定変形角	rad. (× 10 ⁻³)	0						1/120	1/120			1/60	1/40	1/30	1/20	1/15
外壁	①・③	0						8.3	4.9			16.7	25	33	50	66.6
間仕切壁	②・③	0						4.4	4.4			5.8	5.8	4.8	3.9	3.9
外壁小壁	①/3	0						0.7	0.7			0.8	0.9	0.9	1.0	0.0
間仕切小壁	②/3	0						0.5	0.5			0.4	0.4	0.4	0.0	0.0
柱	④	0						0.22	0.22			0.39	0.49	0.57	0.89	0.85

(3) 通り構面軸力

張間方向		屋根			天井			小屋重量		壁		
	単位荷重	カラー鉄板+萱葺+小屋組 2000 N/㎡	屋根面積 ㎡	屋根重量 kN	カラー鉄板+萱葺+小屋組 200 N/㎡	天井面積 ㎡	天井重量 kN	小屋重量 kN	外壁、間仕切壁・小壁 150 N/㎡	間仕切壁 350 N/㎡		
い	2～11	2.78	12.6	35.03	70.06	0	0	70.06				
は	2～11	3.986	12.6	50.22	100.44	0	0	100.44				
り	2～11	5.073	12.6	63.92	127.84	2.361	6.615	15.62	3.12	130.96	10.392	1.56
か	2～11	4.241	12.6	53.44	106.88	2.361	6.61	15.61	3.12	110	5.63	0.84
				0	0	1.887	9.48	17.89	3.58	3.58		
そ	2～11	2.362	12.6	29.76	59.52	2.362	9.48	22.39	4.48	64	7.54	1.13
つ	2～11	2.663	12.6	33.55	67.1	0.483	9.48	4.58	0.92	68.02		
	合計			265.92	531.84			76.09	15.22	547.06		
									①			

外壁		壁重量	地震時壁重量 kN	通り地震時重量 kN	量	床 板張	土台・大引(面積は量と板張の合計)	床重量 kN	通り柱脚重量 kN
350 N/㎡		kN			300 N/㎡	150 N/㎡	100 N/㎡		
8.698	3.04	3.04	1.52	73.10			0	0	0
2.848	1.00	1.00	0.5	101.44			0	0	0
		5.20	2.6	136.16	2.361	5.65	2.361	9.46	7.58
0.95	0.33	1.84	0.92	111.84	2.361	5.65	2.361	9.46	7.58
		0.00	0	3.58	1.887	7.562	1.887	9.46	6.61
0.976	0.34	1.47	0.74	65.47	1.872	7.562	1.872	9.496	6.57
		0.00		0.00			0.483	9.496	1.15
0.976	0.34	2.98	1.49	71.00			0.483	9.496	1.15
		15.53	7.77	562.59					30.64
		⑤	②						⑦

桁行方向		屋根			天井			小屋重量		壁		
	単位荷重	2000 N/㎡	屋根面積 ㎡	屋根重量 kN	200 N/㎡	天井面積 ㎡	天井重量 kN	小屋重量 kN	外壁、間仕切壁・小壁 150 N/㎡	間仕切壁 350 N/㎡		
2	い～つ	2.541	13.991	35.55	71.1	0	0	71.1			1.878	0.66
		1.567	7.114	11.15	22.3	0.487	4.725	2.3	0.46	22.76		
3	か～つ	1.425	7.114	10.14	20.28	1.425	4.725	6.73	1.35	21.63	3.75	0.56
											3.75	1.31
5	い～つ	7.114	1.876	13.35	26.7	4.725	1.876	8.86	1.77	28.47	4.743	0.71
		13.991	5.152	72.08	144.16	3.763	4.722	17.77	3.55	147.71		
7	い～つ	7.114	2.825	20.1	40.2	4.725	2.825	13.35	2.67	42.87	3.739	0.56
11	い～つ	21.105	2.367	49.96	99.92	9.448	2.367	22.36	4.47	104.39	17.349	2.60
				0	0			0	0	0		
12	い～つ	2.54	21.105	53.61	107.22	9.448	0.48	4.54	0.91	108.13	17.349	2.60
	合計			265.94	531.88			75.91	15.18	547.06		

外壁		壁重量	地震時壁重量 kN	通り地震時重量 kN	量	床 板張	大引・足固(面積は量と板張の合計)	床重量 kN	通り柱脚重量 kN
350 N/㎡		kN			300 N/㎡	150 N/㎡	100 N/㎡		
7.295	2.55	3.21	1.61	74.31		0.487	4.725	0.487	4.725
		0.00	0	22.76		1.425	4.722	1.425	4.722
		1.88	0.94	23.51	0.975	3.759	0.487	4.725	0.487
		0.00		0.00			0.975	0.966	0.975
		2.37	1.19	30.84	1.876	3.759	1.876	0.966	1.876
		0.00	0	147.71	3.763	4.772	1.425	4.772	5.118
		1.87	0.93	44.74	2.825	3.759	2.825	0.966	2.825
3.65	1.28	7.22	3.61	111.61	1.877	8.531	1.877	0.966	1.877
		0.00	0	0.00			0.48	9.447	0.48
24.13	8.45	11.05	5.52	119.18			0.48	9.447	0.48
		27.59	13.8	574.66					
		⑥	③						

(4) 偏心率の計算

張間の重心									
				通り		Ni	Lxi	Ni × Lxi	
				い	2～11	73.1	17.349	1268.21	
				は	2～11	101.44	14.936	1515.11	
				り	2～11	136.16	9.484	1291.34	
				か	2～11	115.42	4.741	547.21	
				そ	2～11	65.47	0.991	64.88	
				つ	2～11	71	0	0	
						562.59		4686.75	
							Gx=	8.33	m
張間の偏心率									
張間方向		1/30rad耐力	い	は	り	か	そ	つ	通り
耐震要素	間仕切壁	3.1		1.36		2.85	1.95		6.16
	間仕切小壁	0.4			5.7	5.64	7.53		18.87
	外壁	4.8	7.51	1.9	1.9			1.94	13.25
	柱	0.57	9	10	9		11	7	46
	外壁小壁	0.4	1.91					7.53	9.44
Dxi		41.67	19.03	16.35	11.08	15.24	16.09	119.46	⇐Σ Dxi
Lxi		17.349	14.936	9.484	4.741	0.991	0		
Dxi * Lxi		722.93	284.23	155.06	52.53	15.1	0	1229.85	⇐Σ(Dxi * Lxi)
Lxi - Lxk		7.05	4.64	-0.82	-5.56	-9.31	-10.3	10.3	⇐LXK
X ⇒ Dxi * (LXi - Lxk)2		2071.1	409.71	10.99	342.52	1320.94	1706.99	5862.25	⇐ΣX
偏心率の計算			Gx = 8.33	ex = -1.97		rex = 8.109		ReX = -0.24	≤0.3
				↑ ex =GX-LXK		↑ rex = √Σ Dxi/ΣX+ΣY		ReX = ex / rex	
OK									

		桁行の重心										
		通り	Ni	Lyj	Ni×Lyj							
		2	い〜つ	97.07	9.461	918.38						
		3	か〜つ	23.51	8.486	199.51						
		5	い〜つ	178.55	6.61	1180.22						
		7	い〜つ	44.74	4.734	211.8						
		11	い〜つ	111.61	0.96	107.15						
		12	い〜つ	119.18	0	0						
			574.66		2617.06							
				Gy=	4.55	m						
桁行の偏心率												
桁行方向		1/30rad耐力	2	3	5	7	11	12	通り			
耐震要素		間仕切壁	3.1			2.52			2.52			
		間仕切小壁	0.4		3.76	4.72	3.76	13.95		26.19		
		外壁	4.8	9.18					4.44	13.62		
		柱	0.57	13	5		11	9	8	46		
		外壁小壁	0.4	8.23		6			8.49	22.72		
	DYi		54.31	4.27	4.06	15.61	10.41	28.95	117.61	⇐ΣDYi		
	LYi		9.461	8.486	6.61	4.734	0.96	0				
	DYi * LYi		513.83	36.24	26.84	73.9	9.99	0	660.8	⇐Σ(DYi * LYi)		
	LYi - LYK		3.84	2.87	0.99	-0.89	-4.66	-5.62	5.62	⇐LYK		
	Y ⇒ DYi * (LYi - LYK)2		800.83	35.17	3.98	12.36	226.06	914.37	1992.77	⇐ΣY		
	偏心率の計算		Gy = 4.55	eY = 1.07		rex = 8.172		Rey = 0.14		≤ 0.3	OK	
				↑ eY =GY-LYK		↑ reY =√ΣDYi/ΣX+ΣY		Rex = ex / rex				

(5)地震用積載荷重 L (N)	小屋裏	馬屋上		2413	5,045	500	N			6.09 kN	
	天井上			9,484	7,548	500	N			35.79 KN	41.88 kN

(6)地震用建物重量 W (kN)	1階	【桁行方向】	【張間方向】	①+②+③+④					610.51 kN
-------------------	----	--------	--------	---------	--	--	--	--	-----------

(7)建物概要										
地震用建物重量		W 重量 (kN)	Mu 質量 (t)	H階高 (m)	地域係数Z	表層地盤による加速度増幅率Gsの算出法	(単位 1kgW=9.8N)			
		【張間方向】	【桁行方向】		1.0	簡略計算	Gs			
	1階	610.5	62.3	3.47		第2種地盤	2.025			
建物総重量	ΣW	①+④+⑤+⑥+⑦				662.7 kN				
床面積当り重量	1階床面積(m²)	A= 17.36	9.46		ΣW/A=	4 kN/m²				
柱1本当り重量と床面積あたり柱本数	1階柱本数	n= 47	A/n= 14 kN		n/A=	0.29 本/m²				

3.【張間方向】の検討							
(1) 復元力特性 ΔQ							
張間方向	変形角 $1/R$ (rad)		0		120		60
	耐震要素	耐震要素数	復元力特性	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計
	間仕切壁	6.16	0	4.4	26.91	4.7	28.72
	間仕切小壁	18.87	0	0	9.06	0.4	7.65
	外壁	13.25	0	4.9	64.82	5.8	77.04
	柱	46	0	0.22	10.30	0.39	17.94
	外壁小壁	9.44	0	0.7	6.18	0.8	7.45
	Q_i (kN)				117.27		138.80
	ベースシア係数 C_B				0.19		0.22

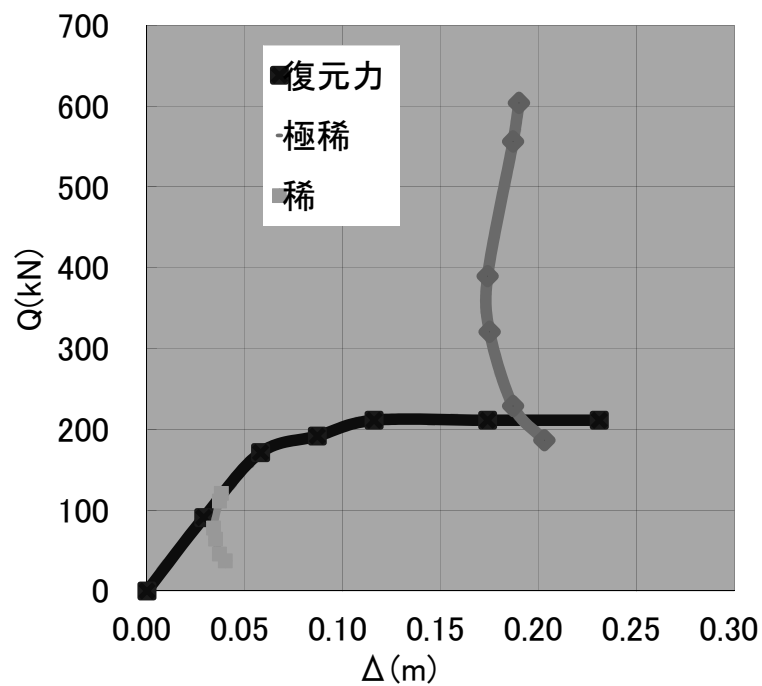
	40		30		20		15
復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計
4.2	25.58	3.1	19.34	1.3	8.23	0.6	3.42
0.4	7.25	0.4	7.15	0.0	0.00	0.0	0.00
5.6	74.20	4.8	63.19	3.9	51.23	3.9	51.48
0.49	22.54	0.57	26.22	0.69	31.74	0.85	39.10
0.9	8.18	0.9	8.70	1.0	9.28	0.0	0.00
	137.74		124.60		100.49		94.00
	0.22		0.2		0.16		0.15

(2) 1質点系への縮約									
【張間方向】		変形角 1/R (rad)		120	60	40	30	20	15
有効質量 Mu	W		(kN)	610.5	610.5	610.5	610.5	610.5	610.5
	Mu=W/9.8		(t)	62.296	62.296	62.296	62.296	62.296	62.296
代表高さ He			(m)	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47
代表変位 Δi			(m)	0.029	0.058	0.087	0.116	0.174	0.231
等価剛性 Kei	$K_{ei}=Q_i/\Delta_i$		(kN/m)	4044	2393	1583	1074	578	407
固有周期 Te	$T_e=2\pi\sqrt{Mu/Kei}$		(sec)	0.78	1.014	1.246	1.513	2.062	2.458
	$(\Delta_i-Q_i)_{1/120(Ke)}$			0	0.023	0.052	0.085	0.149	0.207
	$\Delta W=Q_i\cdot(\Delta_i-Q_i/(1/120Ke))$			0	3.192	7.162	10.591	14.972	19.456
	$W=1/2\cdot\Delta_i\cdot Q_i$			1.7	4.025	5.991	7.226	8.742	10.856
等価粘性減衰定数 heq	$heq=1/4\pi\cdot\Delta W/W$			0	0.063	0.095	0.116	0.136	0.142
	h 加速度応答スペクトルは $S_{Ad}=S_{os}\cdot G_s\cdot F_h\cdot p\cdot q\cdot Z$ 及び			0.05	0.113	0.145	0.166	0.186	0.192
	1+10h $S_{As}=S_{os}\cdot G_s\cdot F_h\cdot p\cdot q\cdot Z$ より算出するのでh=0.05とする。			1.5	2.13	2.45	2.66	2.86	2.92
振動の減衰による加速度の減衰率 Fh	$F_h=1.5/(1+10h)$			1	0.704	0.612	0.563	0.524	0.513
等価周期の調整係数 p				0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
有効質量比の調整係数 q				1	1	1	1	1	1
稀に発生する地震に対する 1質点系の応答値	$S_{ad}=0.64+6Te \leftarrow$	$S_{ad}=1.6-0.16\leq Te<0.64$	$S_{ad}=1.024/Te \leftarrow 0.64<Te$	1.313	1.01	0.822	0.677	0.497	0.417
	$G_s=gv=2.025\leftarrow T(G_s=1.5(Te/0.64)-0.64\leq Te<Tu$	$G_s=1.5\leftarrow Te<0.64$		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
	$S_{Ad}=S_{ad}\cdot G_s\cdot F_h\cdot p\cdot q\cdot Z$ (m/S ²)	$Tu=0.64(gv/1.5)=0.864$	$gv=2.025$	2.127	1.152	0.815	0.617	0.422	0.347
	$Te/2\pi$			0.124	0.161	0.198	0.24	0.328	0.391
	$S_{Dd}=(Te/2\pi)^2\cdot S_{Ad}$ (m)			0.032	0.029	0.031	0.035	0.045	0.052
	$Q_{rd}=Mu\cdot S_{Ad}$ (kN)			132.5	71.75	50.76	38.46	26.28	21.58
	$XR=He/S_{Dd}$ (rad)			108	120	112	99	77	67
極稀に発生する地震に対する 1質点系の応答値	$S_{os}=3.2+30T(S_{os}=8 \leftarrow 0.16\leq Te<0.64$	$S_{os}=5.12/Te \leftarrow 0.64<Te$		6.565	5.05	4.11	3.385	2.485	2.085
	$G_s=gv=2.025\leftarrow G_s=1.5(Te/0.64)=0.864\leftarrow 0.6G_s=1.5\leftarrow Te<0.64$	$G_s=1.5\leftarrow Te<0.64$		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
	$S_{As}=S_{os}\cdot G_s\cdot F_h\cdot p\cdot q\cdot Z$ ($Tu=0.64(gv/1.5)=0.864$	$gv=2.025$		10.635	5.759	4.075	3.087	2.109	1.733
	$Te/2\pi$			0.124	0.161	0.198	0.24	0.328	0.391
	$S_{Ds}=(Te/2\pi)^2\cdot S_{As}$ (m)			0.163	0.149	0.159	0.177	0.226	0.264
	$Q_{ns}=Mu\cdot S_{As}$ (kN)			662.53	358.78	253.84	192.32	131.41	107.94
	$XR=He/S_{Ds}$ (rad)			21	23	22	20	15	13
【張間方向】		変形角 1/R (rad)		120	60	40	30	20	15

(3) 1質点系の応答値のグラフ

【張間方向】	0	120	60	40	30	20	15
$\Delta = RH$ (m)	0	0.029	0.058	0.087	0.116	0.174	0.231
復元力 Q (kN)	0	117.268	138.804	137.744	124.603	100.49	93.995
稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{nd} (KN)		132.5	71.75	50.76	38.46	26.28	21.58
S_{Dd} (m)		0.032	0.029	0.031	0.035	0.045	0.052
極稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{ns} (KN)		662.53	358.78	253.84	192.32	131.41	107.94
S_{Ds} (m)		0.163	0.149	0.159	0.177	0.226	0.264

【張間方向】1質点の応答値



(4) 張間方向の応答値による性能チェック

【張間方向】						
稀に発生する地震に対しての最大応答変形角		真の応答値		目標応答値(設計クライテリア)		
	1階	1/108	\geq	1/120		
極めて稀に発生する地震に対しての最大応答変形角		真の応答値		目標応答値(設計クライテリア)		
	1階	1/15	\geq	1/20		

8. 【桁行方向】の検討							
(1) 復元力特性 ΔQ							
桁行方向	変形角 $1/R$ (rad)		0		120		60
	耐震要素	耐震要素数	復元力特性	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計
	間仕切壁	2.52	0	4.4	11.01	4.7	11.75
	間仕切小壁	26.19	0	0.5	12.57	0.4	10.61
	外壁	13.62	0	4.9	66.63	5.8	79.20
	柱	46	0	0.22	10.30	0.39	17.94
	外壁小壁	22.72	0	0.7	14.87	0.8	17.93
	Q_i (kN)		0		115.39		137.43
	ベースシア係数 C_B		0		0.18		0.22

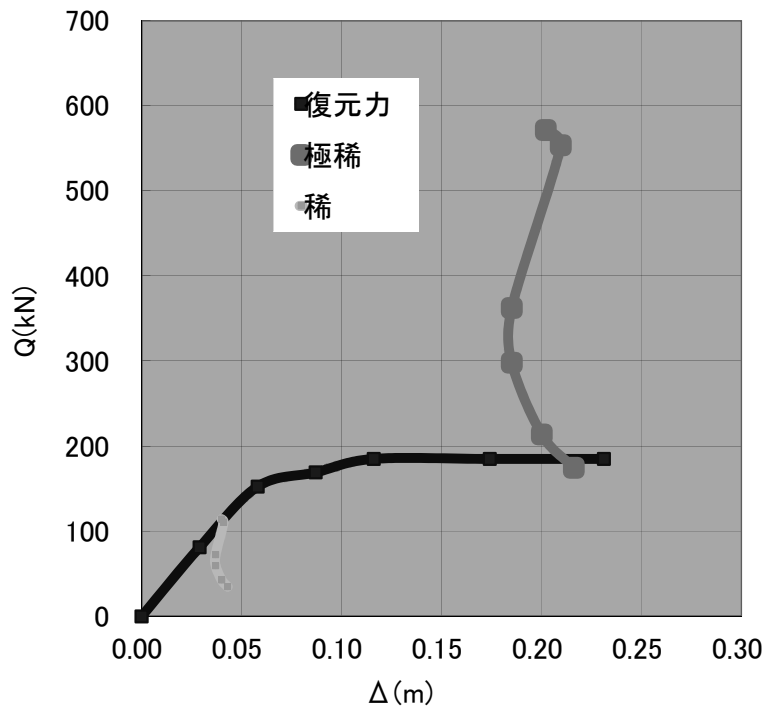
	40		30		20		15
復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計	復元力特性	復元力特性小計
4.2	10.46	3.1	7.91	1.3	3.37	0.6	1.40
0.4	10.06	0.4	9.92	0.0	0.00	0.0	0.00
5.6	76.27	4.8	63.19	3.9	52.66	3.9	52.91
0.49	22.54	0.57	26.22	0.69	31.74	0.85	39.10
0.9	19.69	0.9	20.95	1.0	22.34	0.0	0.00
	139.02		128.19		110.11		93.41
	0.22		0.2		0.18		0.15

(2) 1 質点系への縮約												
	【桁行方向】											
	有効質量 Mu	W		変形角 1/R (rad)	(kN)	120	60	40	30	20	15	
		Mu=W/9.8			(t)	62.296	62.296	62.296	62.296	62.296	610.5	610.5
	代表高さ He				(m)	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	3.47	62.296
	代表変位 Δi				(m)	0.029	0.058	0.087	0.116	0.174	0.231	3.47
	等価剛性 Kei	K _{eq} =Qi/Δi			(kN/m)	3979	2370	1598	1105	633	404	0.231
	固有周期 Te	Te=2π√Mu/Kei			(sec)	0.786	1.018	1.24	1.492	1.971	2.467	0.231
		(Δi=Qi/1/120Ke)				0	0.02	0.052	0.083	0.146	0.207	0.231
		ΔW=Qi・(Δi-Qi/1/120Ke)				0	2.748	7.229	10.639	16.076	19.336	0.207
		W=1/2・Δi・Qi				1.673	3.985	6.047	7.435	9.579	10.789	19.336
	等価粘性減衰定数 heq	heq = 1/4 π・ΔW/W				0	0.054	0.095	0.113	0.133	0.142	10.789
		h	加速度応答スペクトルは S _{Ad} =S _{os} *Gs*Fh*p*q*Z 及び			0.05	0.104	0.145	0.163	0.183	0.192	0.142
		1+10h	S _{As} =S _{os} *Gs*Fh*p*q*Z より算出するのでh=0.05とする。			1.5	2.04	2.45	2.63	2.83	2.92	0.192
		Fh	Fi=1.5/1+10h			1	0.735	0.612	0.57	0.53	0.513	2.92
	振動の減衰による加速度の減衰率					0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.513
	等価周期の調整係数 p					1	1	1	1	1	1	0.8
	有効質量比の調整係数 q					1	1	1	1	1	1	1
		S _{os} =0.64+6Te ← S _{os} =1.8-0.16≤Te<0.64				1.303	1.006	0.826	0.686	0.52	0.415	1
		G _s =gv/2.025-T _u G _s =1.5(T _u /0.64) ←0.64≤Te<T _u				2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	0.415
		S _{Ad} =S _{os} *G _s *Fh*p*q*Z (m/S ²)				2.111	1.198	0.819	0.633	0.446	0.345	2.025
	稀に発生する地震に対する 1 質点系の応答値	Te/2 π				0.125	0.162	0.197	0.237	0.313	0.392	0.345
		S _{os} =(Te/2 π) ² ・S _{Ad} (m)				0.032	0.031	0.031	0.035	0.043	0.052	0.392
		Q _{rd} =Mu・S _{Ad} (kN)				131.49	74.62	51.01	39.46	27.81	21.48	0.052
		XR=He/S _{os} (rad)				108	112	112	99	81	67	21.48
		S _{os} =3.2+30Te ←S _{os} =8 ←0.16≤Te<0.64				6.515	5.03	4.13	3.43	2.6	2.075	67
		G _s =gv/2.025-T _u G _s =1.5(T _u /0.64) ←0.64≤Te<T _u				2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.075
		S _{As} =S _{os} *Gs*Fh*p*q*Z (Tu=0.64(gv/1.5)=0.864				10.554	5.989	4.095	3.167	2.232	1.724	2.025
	極稀に発生する地震に対する 1 質点系の応答値	Te/2 π				0.125	0.162	0.197	0.237	0.313	0.392	1.724
		S _{os} =(Te/2 π) ² ・S _{As} (m)				0.164	0.15718	0.158	0.177	0.218	0.264	0.392
		Q _{ns} =Mu・S _{As} (kN)				657.49	373.1	255.08	197.3	139.06	107.42	0.264
		XR=He/S _{os} (rad)				21	22.08	22	20	16	13	107.42
	【張間方向】					120	60	40	30	20	15	13
												15

(3) 1質点系の応答値のグラフ

【桁行方向】	0	120	60	40	30	20	15
$\Delta = RH$ (m)	0	0.029	0.058	0.087	0.116	0.174	0.231
復元力 Q (kN)	0	115.386	137.433	139.023	128.192	110.114	93.412
稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{nd} (kN)		131.49	74.62	51.01	39.46	27.81	21.48
S_{Dd} (m)		0.032	0.031	0.031	0.035	0.043	0.052
極稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{ns} (kN)		657.49	373.1	255.08	197.3	139.06	107.42
S_{Ds} (m)		0.164	0.15718	0.158	0.177	0.218	0.264

【桁行方向】1質点の応答値



(4) 桁行方向の応答値による性能チェック

【桁行方向】									
稀に発生する地震に対しての最大応答変形角		真の応答値		目標応答値(設計クライテリア)					
	1階	1/108	≥	1/120					
極めて稀に発生する地震に対しての最大応答変形角		真の応答値		目標応答値(設計クライテリア)					
	1階	1/16	≥	1/20					

3.4 古民家と在来工法住宅の構造特性

前述の古民家と在来工法住宅の変位増分法による限界耐力計算の結果を表6にまとめる。これらから古民家と在来工法住宅を概観して、開発する地域材住宅の構造特性を確定する。

表6 古民家と在来工法住宅の構造特性の比較表

古民家と在来工法住宅の構造特性の比較				古民家	在来工法住宅
建物総重量		kN		750.4	662.7
柱1本当たり重量		kN/本		16	14
床面積当たり重量		kN/m ²		4.6	4
偏心率	張間方向			0.19	0.24
:	桁行方向			0.02	0.14
1/30rad時復元力	張間方向	kN		211.3	124.6
:	桁行方向	kN		184.9	128.1
1/30radベースシア係数	張間方向			0.32	0.2
:	桁行方向			0.28	0.2
損傷限界変位	張間方向	rad.		1/91	1/108
:	桁行方向	rad.		1/87	1/108
安全限界変位	張間方向	rad.		1/19	1/15
:	桁行方向	rad.		1/17	1/16

古民家の耐震要素は現地調査から、真壁造の土壁、小壁、貫、差し鴨居、足固めである。また在来工法住宅はこの古民家の耐震要素に現在の一般住宅に用いられている、大壁造のサイディングと石膏ボードの工業材料の耐力壁⁷⁾を、建築基準法施行令46条の必要壁量に組み替えて双方の限界耐力計算を行っている。

この耐力壁の重量の差が建物総重量の差となっている。本論では計算結果の比較から屋根は双方同じ仕様の荷重として扱っているため、古民家と在来工法住宅の総重量は12%程の差である。古民家の茅葺屋根の重量は小屋組と天井の重量を含めて2200N/m²であり、在来工法住宅の一般的な屋根の固定荷重⁸⁾は1000N/m²とすることから、古民家の約半分になる。そのため現在の工業材料でつくる一般住宅の総重量は、古民家の約60%になると思われる。また古民家の柱本数は47本になっていて、床面積当たり0.29本であり、一般に言われる1坪(3.3m²)当たり2本より少ない。柱1本当たりの負担する軸力は古民家で16kNであるが一般住宅では古民家の60%の10kN(1t)と推定できる。

偏心率を見ると古民家も在来工法住宅も張間方向、桁行方向共0.3以下に納まり、偏心が少ない家になっている。しかし、在来工法住宅は古民家よりも偏心が大きくなっている。その原因は耐震要素の違いによるものである。古民家の耐震要素は土壁、小壁、貫、差し鴨居、足固めと多種であり、その部位は広範にわたっている。しかし、在来工法住宅の耐震要素は主に壁だけに依存して、その部位は限定されて偏在に

なりがちになる。そのため、在来工法住宅は古民家よりも偏心が大きくなると推察できる。これは一般に、伝統構法住宅の構造特性は「総持ち」と言われる所以である。

1/30rad. 時復元力を見ると古民家の方が在来工法住宅よりも大きくなっている。在来工法住宅は古民家の 6 割ほどになっている。また 1/30rad. のベースシア係数 G_B (せん断力係数、建物の重量と建物の復元力の割合) でも古民家の方が在来工法住宅よりも大きく、在来工法住宅は古民家の 6 割ほどになっている。これも耐震要素の違いによるものである。

設計のクライテリアを稀に発生する地震動（中地震）の損傷限界変位を 1/120rad. にして、極稀に発生する地震動（大地震）の安全限界変位は建築基準法・告示第 1457 号第 6 の 2 に示す 1/30rad. に設定した。古民家の損傷限界変位は張間方向では 1/91rad 桁行方向では 1/87rad であり、安全限界変位は張間方向で 1/19rad、桁行方向では 1/17rad である。一方、在来工法住宅では損傷限界変位は張間方向、桁行方向とも 1/108rad であり、安全限界変位は張間方向で 1/15rad、桁行方向では 1/16rad である。この様に古民家、在来工法住宅とも設計のクライテリアの損傷限界変位 1/120rad. 安全限界変位 1/30rad. の両方ともクリアできていない。古民家と在来工法住宅の損傷限界変位を比べれば在来工法住宅の方が小さくなっている。これは在来工法住宅の耐震要素は大壁造のサイディングと石膏ボードの面材による耐力壁であり、古民家の土壁や貫によりも剛性が高い材料であるためである。安全限界変位では双方とも同じ傾向を示していて、むしろ在来工法住宅の方が塑性域が長い傾向を示している。それは在来工法住宅の限界耐力計算表の表 5、2(2)耐震要素の耐力と補正耐力に示す様に、外壁に使用するサイディングは変形が進んでも耐力が落ちない性状を示しており、そのため安全限界変位が大きくなっている。

そこで古民家と在来工法住宅の特定変位時におけるベースシア係数の値の大小を比べて見る。そのため、表 4（古民家）と表 5（在来工法住宅）の各々の 3(1)張間、8(1)桁行に示す特定変形時におけるベースシア係数のグラフを図 9 と図 10 に表してみる。これから分かるように、各特定変形時におけるベースシア係数は、古民家の方が在来工法住宅よりも高い値を示している。在来工法住宅は張間方向、桁行方向とも 1/60rad～1/40rad 時がベースシア係数のピークになっていて、その後の変位は減少に転じている。しかし、古民家では 1/40rad. を過ぎても減少することなく増加して、1/15rad. においても減少はしていない。在来工法住宅の安全限界変位が大きく古民家と同じような傾向であるが、各特定変形時のベースシア係数を見ると、在来工法住宅はそれほど塑性域でのベースシア係数を高く維持できない。その点、古民家は塑性域でのベースシア係数を高く維持できる、変形能力が高い構造特性を示している。この特性は木造建築が一度塑性変形を経験した本震後の余震においても信頼できる根拠^{2), 4)}になる。

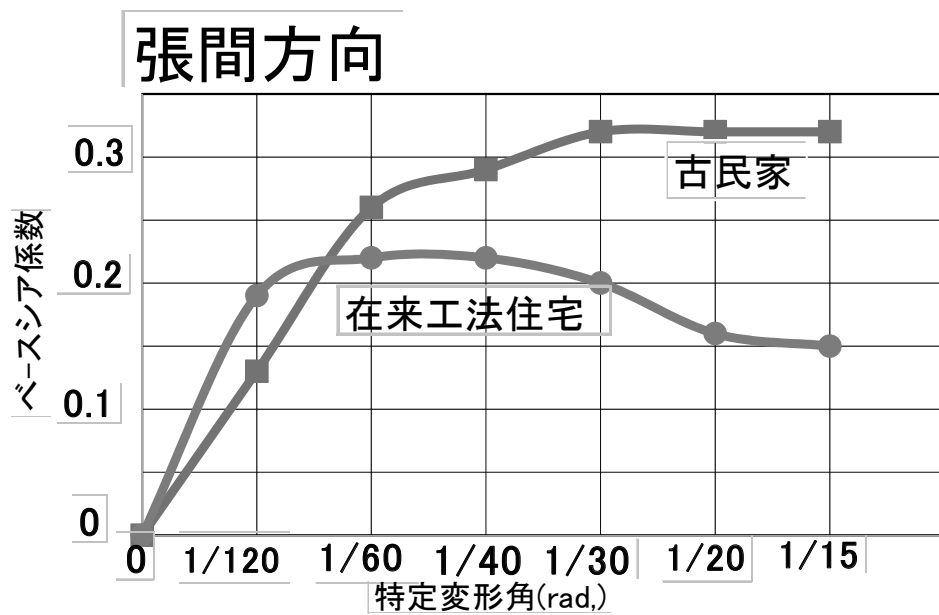


図9 張間方向の特定変形時のベースシア係数

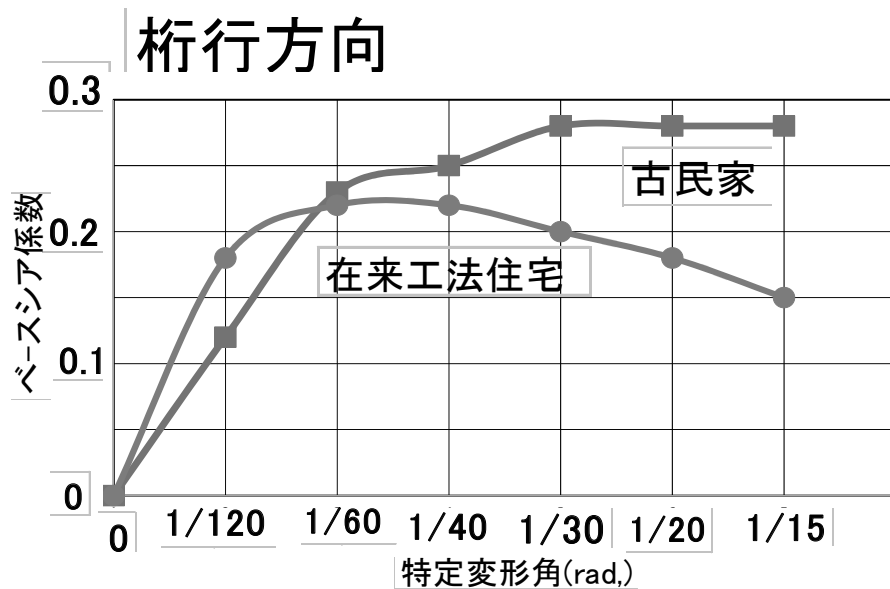


図10 桁行方向の特定変形時のベースシア係数

3.5 まとめ

本章では地域材住宅の実用化を図るため、限界耐力計算の変位増分法により既往の古民家と古民家に現在の一般的な耐力壁を建築基準法施行令 46 条の必要壁量で組み替えた在来工法住宅として、双方の構造特性を抽出し開発目標とする耐震性能を明らかにした。

- ① 在来工法住宅の安全限界変位は大きい、特定変位時のベースシア係数は $1/60\text{rad.}$ ～ $1/40\text{rad.}$ でピークを示し、その後は減少に転ずる。
- ② 古民家は安全限界変位も大きく、特定変位時のベースシア係数は $1/15\text{rad.}$ でも減少しないで塑性域が長い性状を示す。
- ③ 古民家の架構を構成する耐震要素は多種で、その配置も平均化されているため偏心が少ない。

以上から、在来工法住宅と古民家の構造特性は図 7 と図 8 の様に集約される。

この耐震性能の特性を本論で検討する地域材住宅の開発指針にする。

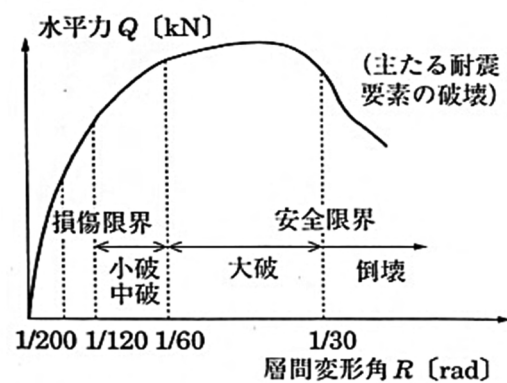


図 11 現代の筋違や面材の大壁が支配的な木造軸組架構の構造特性
(文献 4) から抜粋)

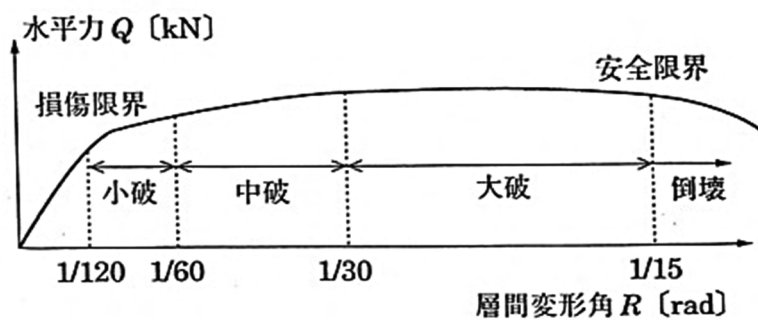


図 12 伝統的な真壁による木造軸組架構の構造特性
(文献 4) から抜粋)

参考文献

- 1) 吉田靖、日本の民家、第1巻農家、(株)学習研究社、1981.9
- 2) 伊藤ていじ、伝統とかたち、(株)淡交社、昭和58年10月
- 3) 野島千里、檜原健一、鈴木祥之、木造軸組の耐震性能評価法—変位増分法—、日本建築学会大会学術講演梗概集、2002.8
- 4) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会、伝統構法を活かす木造耐震設計マニュアル、(株)学芸出版社、2004.3
- 5) 文部科学省、重要文化財耐震診断指針に基づく基礎診断実施要項、2001.3
- 6) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会、実大振動台実験結果と設計法への反映について、第3回フォーラムイン京都
- 7) 木造軸組工法住宅の限界耐力計算法解説書編集委員会、木造軸組工法住宅の限界耐力計算法設計の手引き、(財)日本住宅・木材技術センター、2005.3
- 8) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年度版）、(財)日本住宅・木材技術センター、pp.565-574、2008.12,

第4章 地域材住宅の接合部の構成

4.1 研究の概要

在来軸組工法の補強金物は図1に示すような、Zマーク表示金物の部材どうしをとめるカスガイ、山形プレート、短冊金物と、部材を引き寄せ機能を併せ持つ羽子板ボルトと引き寄せ金物がある。これらの金物は接合部材の表面（側面）に取り付けるため、梁や柱を現す真壁構造に用いると金物が現れてしまう。金物が接合部材の表面にあると、仕上げ方法にもよるが、結露が生じやすく、かつ防火的ではない。また接合部材の側面に取り付けると、木部材に応力の偏心が起こる。これらの点を改良するために、部材に内蔵可能で、強度も靱性にも優れた金物（部材内蔵型金物、以下同じ）を開発した。この金物は梁と梁、梁と柱、土台と柱の接合部における引張り力の補強を目的としている。これと同様に引き寄せ機能があり引張り力を負担する在来構法の補強金物としては羽子板ボルトがある。そこで本章では、一般的な梁と柱の羽子板ボルトの接合部と部材内蔵型金物の接合部の機能と力学的特徴を比較する。その結果から、木造軸組真壁構造の地域材住宅に用いる部材内蔵型金物の実用化の可能性を確かめる。

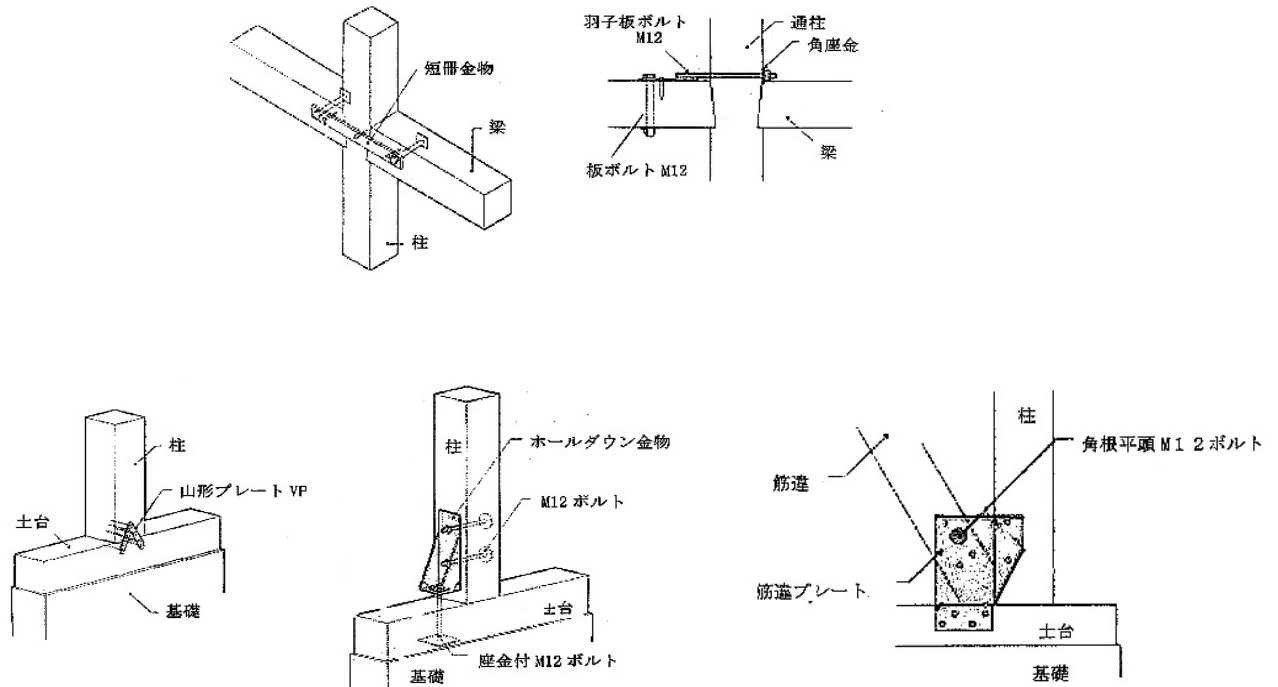


図1 在来工法用補強金物例¹⁰⁾

4.2 部材内蔵型金物の仕組み

4.2.1 部材内蔵型金物の部品の応力機能と取付け状況

表 1 は部材内蔵型金物と在来タイプ金物羽子板ボルトの、部品の応力機能と材種を示す。図 2 は各種ホゾの補強金物による引張り耐力のグラフを示す。写真 1 に部材内蔵型金物と写真 2 に羽子板ボルトの取付け状況を示す。なお、写真 1.1 は部材内蔵型金物の取付けの途中を示している。

本開発では、地域材住宅のための真壁用の補強金物を想定するために、ホゾ仕口における既存の補強金物と数種の新しい補強金物の引張り試験を行った。その結果が図 2 のグラフである。本論で進める補強金物の部材内蔵型金物は、この図で最上位に示すものである。この図から、部材内蔵型金物は耐力が高く塑性域が長い補強金物であることがうかがえる。文献 1))

なお、本部材内蔵型金物は 1997 年に特許出願をし、1999 年に特許第 2926329 号を得て、アメリカで Des. 422, 200、ドイツで第 49902686. 1 号の意匠登録をしている。

表 1 部材内蔵型金物と在来工法用金物との比較

	部材内蔵型金物	材種	在来構法用金物	材種
部品 (負担応力)	SH1230 (引張り)	SWCH45K	M12 羽子板ボルト (引張り)	Z マーク表示金物 4T ボルト 1 種 SPHC
	CW12 (めり込み)	S30C	M12 ボルト (曲げめり込み)	Z マーク表示金物 4T ボルト
	BN1275 (めり込み)	STKM13A	座金 (めり込み)	Z マーク表示金物 1 種 SPCC
引張材の取り付け位置	部材軸方向の部材心の穴		木部材の外表面	
引張力の導入方法	CW12 の移動		ナットの回転	

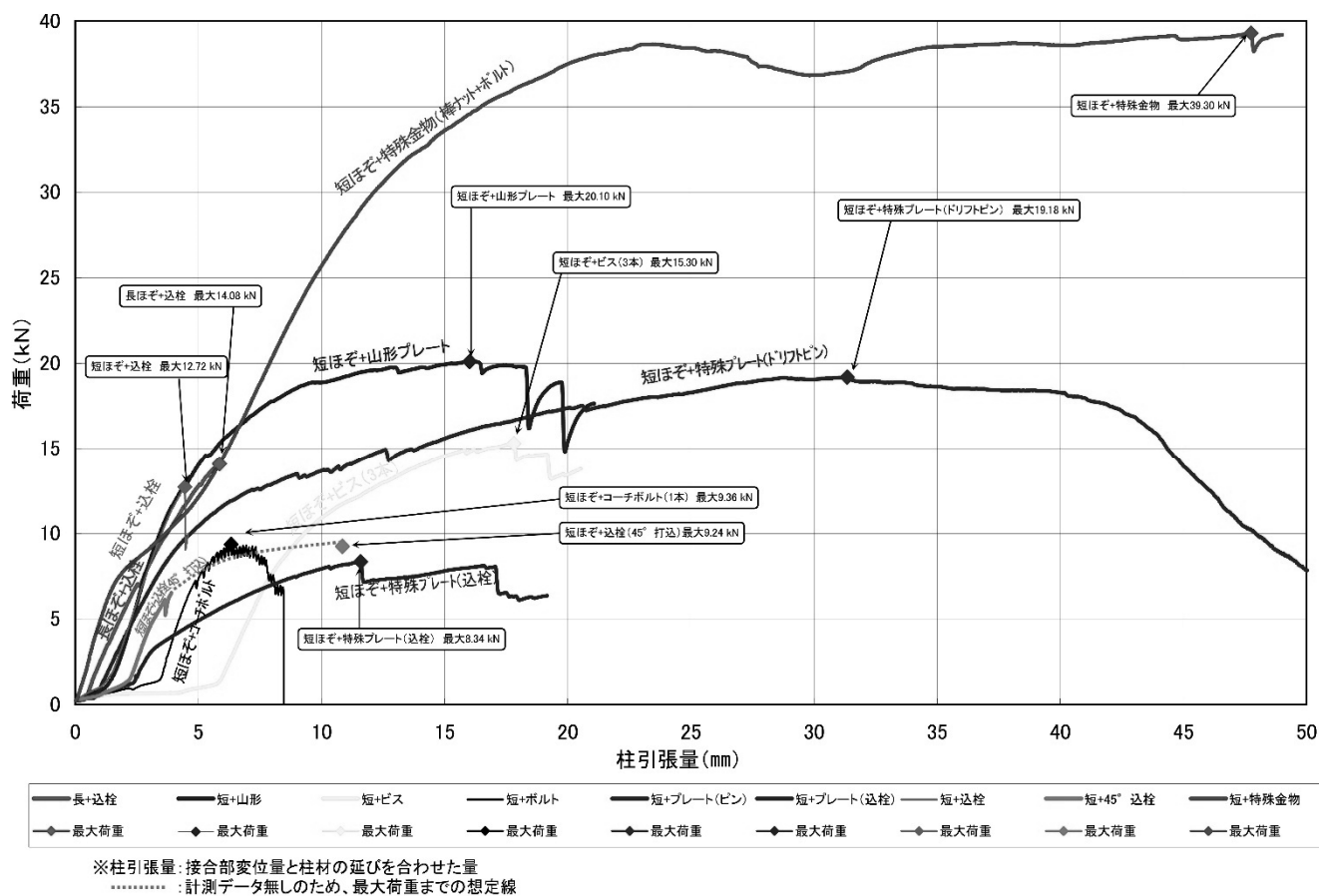


図 2 各種ホゾ金物引張試験結果

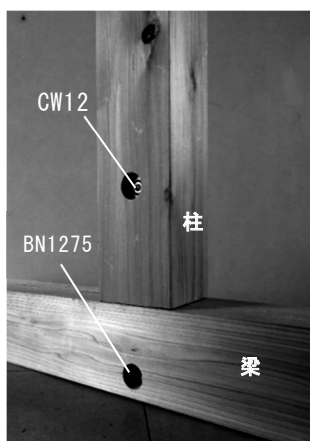


写真 1.1

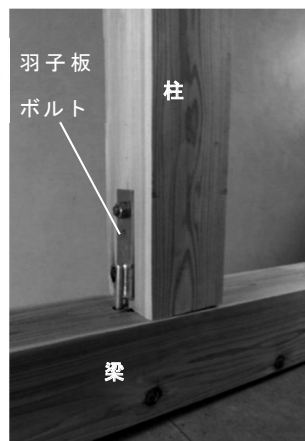


写真 1 梁柱の接合部に設置
された部材内蔵型金物

写真 2 梁柱の接合部に設置
された羽子板ボルト

4.2.2 部材内蔵型金物の名称と仕様及びその内蔵方法

部材内蔵型金物の各部品の仕様と形状の詳細は次節で示しているが、本節+ではその中の代表的部品について説明する。

表 1 は部材内蔵型金物の部品の名称と仕様を、写真 3 と写真 4 で説明する。部品名はアルファベットで名称を示し、数字は寸法を示している。

SH1230 の SH は軸を表す Shaft のことである。数字の 1230 は軸径 12mm 長さ 30cm を示し「金棒」と称する。この両端部は、写真 3 のようなオネジが加工されているオネジ端と、止金がついている止金端で構成されている。

CW12 の CW は Conceal Wedge で数字の 12 は軸径 12mm の SH1230 用であることを示す。この外形は円柱形で平面は丸く、くさびと同じ引寄せ機能を有するので「丸くさび」と称する。その側面には、SH1230 を引っ張るための傾斜面を持つ貫通穴がある。また、SH1230 が貫通穴から抜け出ないように押える六角穴付き止めネジが付属している。これをロックボルトと名づける。

BN1275 の BN は棒 (Bou) 状のナット (Nut) 「棒ナット」を示す。数字の 12 は軸径 12mm の SH1230 用であることを示し、75 は長さが 75mm であることを示す。この側面にはメネジが加工されている。なお部材内蔵型金物の部品の形状と仕様は後述の 4.6 節に詳細に示す。

部材内蔵型金物の梁、柱の部材加工と金物の内蔵方法を写真 1 と写真 3 を参照して説明する。まず、BN1275 と CW12 用の穴を梁、柱の材側面にあける。その穴と直交する SH1230 用の穴を、梁には柱胴付側面に、柱には柱脚端部から材軸方向に深穴をあける。梁側面の穴に BN1275 を挿入し、その側面の加工したメネジに SH1230 のオネジ端をねじ込む。SH1230 の止金端は、梁から突出した状態 (写真 1.1) になっている。CW12 は柱側面の穴から挿入して、柱内に納めておく。柱を梁から突出している SH1230 の止金端を、柱脚端部の深穴に差し入れて (写真 1.1)、柱内にある CW12 の傾斜面を持つ貫通穴に挿入する。これで部材内蔵型金物の 3 部品は、写真 4 のような組合せで、梁と柱に内蔵されたことになる。

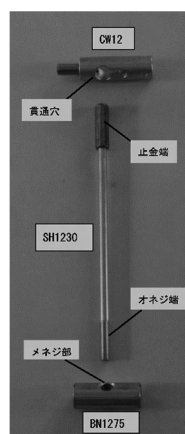


写真 3 部材内蔵型金物の 3 部品

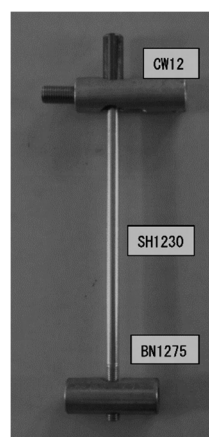


写真 4 部材内蔵型金物 3 部品の組合せ

4.2.3 部材内蔵型金物への引張り力導入方法

写真 5 は梁柱接合部における柱側内部での金棒 SH1230 と丸くさび CW12 の取り合いを示す。まず、写真 3 の SH1230 オネジ端を、梁内の BN1275 のメネジにねじ込んで固定（写真 1.1）しておく。一方の SH1230 止金端は CW12 貫通穴に貫通させる（写真 5）。

次に SH1230 に引張り力を導入するときの部材内蔵型金物の状況を写真 6 と写真 7 に示す。写真 6 は引張り力導入前の写真であり、写真 7 は引張り力導入後の写真である。なお、写真 6 は止金 R 面（半球面）と丸くさび傾斜面（曲面）は点接触しているので止金が浮いているように見える。

また、写真 6、写真 7 に示す A、B、C の説明をすると、A は SH1230 止金端が CW12 の傾斜面に掛かる時のロックボルトの CW12 からの出寸法であり、B は、CW12 の長さを 2 等分にした寸法を、C は ロックボルトを A だけねじ込むと SH1230 が引かれる寸法である。これを踏まえて以下に引張り力の導入過程を説明する。

ロックボルトをねじ込んで、SH1230 止金端の止金 R 面を、CW12 の丸くさび傾斜面に掛ける（写真 6）。さらにロックボルトを写真 6 写真 7 の A だけねじ込むと、ロックボルトの先端は SH1230 の軸側面を押して（写真 7 矢印①）、CW12 は左に（写真 7 矢印②）引き寄せられる。この CW12 の移動により、止金 R 面を持つ SH1230 は、丸くさび傾斜面の斜め上方に移動（写真 6, 7 破線の矢印③）しようとする。しかし、SH1230 は柱長穴内に拘束されて、実際には移動できない。（そのため矢印③を破線にしている）これは丸くさび傾斜面の勾配による高さ、写真 7 の C だけ、SH1230 を上方に引く（写真 7 矢印④）ことと同じである。この機構により、CW12 に付属するロックボルトを締めることで、SH1230 に引張り力が導入できる。

なお、丸くさび傾斜面の勾配は、写真 5 が示すように $15\text{mm}/20\text{mm} = 7.5/10$ であり、最大 15mm の引き代がある。後締めは $15\text{mm} - 6\text{mm} = 9\text{mm}$ が可能であり、一般的な木の乾燥収縮に対して 3 回程度は後締めができる。また、本事例でロックボルトが CW12 にすべてねじ込まれる時に、（写真 7 の A）SH1230 軸心と CW12 の中心（写真 7 の B）が一致する。

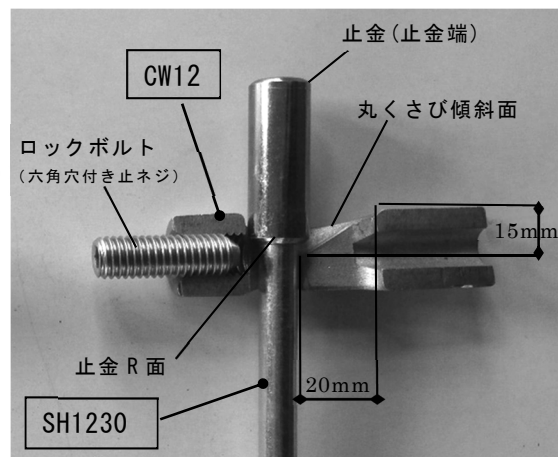


写真 5 SH1230 を CW12 に挿入した時の取り合い

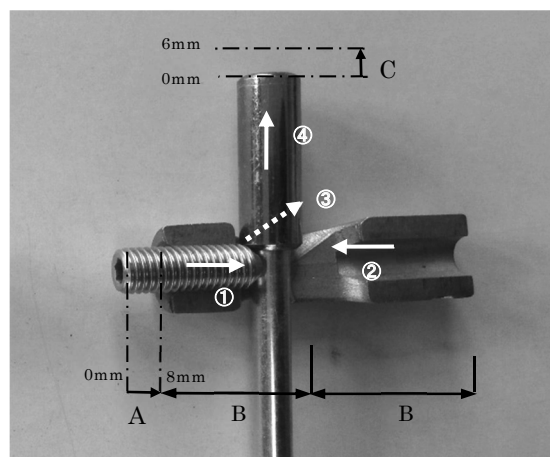


写真 6 SH1230 止金端が丸くさび傾斜面に掛かる状態

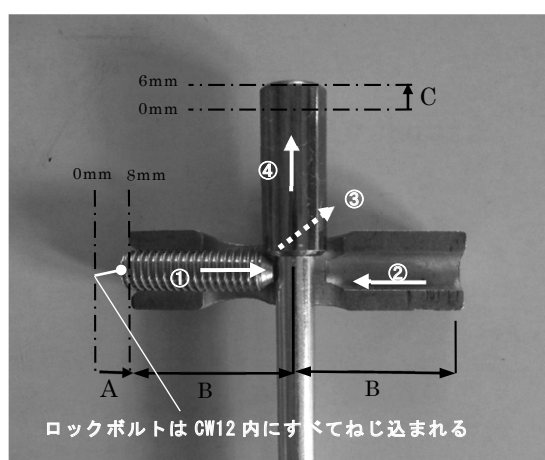


写真 7 SH1230 に引張り力を導入後の状態

4.2.4 部材内蔵型金物が持つ機能と特徴

真壁用に開発した部材内蔵型金物の特徴は次の通りである。

(1) 木部材内に内蔵可能

写真 1 は梁と柱を部材内蔵型金物で接続した取付け例である。部材内蔵型金物の穴を木栓で塞いでいないので、部材内蔵型金物が見える。この穴を木栓で塞げば外部からの熱橋による結露も防げる。

(2) 引張り力だけを補強

引張り力だけを補強する金物である。羽子板ボルトのように部材側面に取り付ける金物とは違い、部材断面内中心に取り付けるので応力の偏心が起こりにくい。なお、せん断力にはホゾ等で対応するが、加工穴による断面欠損のため負担応力が小さくなる。

(3) 部材に内蔵されても後締めできる金物

部材内蔵型金物は部材内に内蔵されても、ボルトとナットと同じように、部材の取付け取り外しが容易にできる。ロックボルトのネジに締め代の余長を持たせることで、組み立て後の木の乾燥収縮やクリープ¹⁾による接合部の緩みを、最大 9mm まで後締めができ、直すことが可能である。

(4) 加工による断面欠損の極小化

写真 8 は真壁造の伝統構法の仕口である。柱に胴差が長ホゾ大入れシャチ栓止めになっている。中央の写真 9 は在来工法の短ホゾ大入れ全ネジボルト締めである。右の写真 10 は、開発した短ホゾ大入れ部材内蔵型金物締めである。3 種とも継手の側面からは加工部は見えないが、写真 8 から写真 10 へ行くに従い、加工による断面欠損が小さくなっている。このように開発した部材内蔵型金物は、加工による断面欠損を小さくできる。

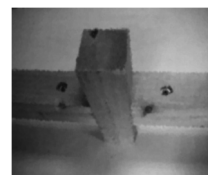


写真 8 竿シャチ栓

写真 9 全ねじボルト

写真 10 部材内蔵型金物

(5) 一般的な在来工法と同じ加工

部材の加工は加工形状が円形のため、市販のドリルを用いる羽子板ボルトの穴加工と同じにできる。またプレカット工場でも加工が可能である。

4.3 部材内蔵型金物を使用した接合部の各種試験とその結果

4.3.1 丸くさび CW12 の設置位置が接合部強度に及ぼす影響

丸くさび CW12 を埋め込む位置は、部材の耐力と破壊形式に影響を及ぼすと考えられる。また、ドリルの長さの制約による施工上の理由から、丸くさび CW12 は材端からあまり遠い位置には設けられない。そこで丸くさび CW12 の加工穴位置をパラメータにして、部材接合部の強度と加工穴位置との関連を求めた。材種は米松集成材、米松、ヒバ、スギの無等級材である。

(1) 試験方法

試験装置と試験体を図 3 に示す。試験体は長さ 570mm 断面 115mm×115mm である。その両端から、試験体側面の 60, 100, 120, 140, 160, 180, mm の位置（図 3 の ℓ ）に、丸くさび CW12 を差し入れる穴を 1 つずつあける。また金棒 SH1230 を差し込むための穴は、試験体両端面の中心に材軸方向の深穴をあける。試験体は各樹種とも $\ell=180, 160, 140, 120$ mm は各 10 体で $\ell=100, 60$ mm は各 3 体である。部材内蔵型金物の試験体への取付けは、4.2.2 節で説明した方法で行う。部材両端から突出させた SH1230 を、100kN の万能試験機のチャックで挟む。加力方法は試験方法³⁾に基づき、単調引張り载荷で最大荷重を超えたら最大荷重の 80% までとした。計測量は SH1230 の伸びと丸くさび CW12 と金棒 SH1230 の 1 対による木のめり込みの変位である。

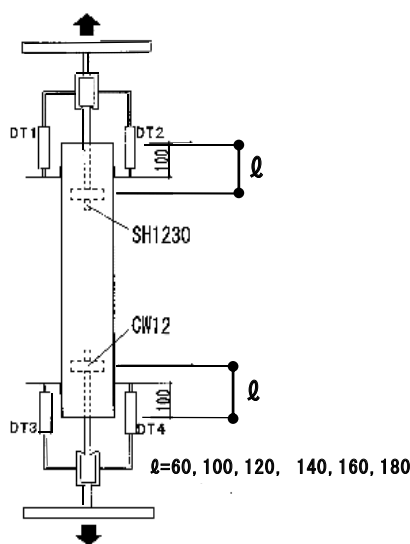


図 3 試験装置と試験体

(2) 試験結果

表 2 に文献 2) から抜粋した丸くさび設置位置が $l=100\text{mm}$, 60mm は除く、10 体の試験結果の平均値を示す。荷重変位曲線が最大荷重に達していないように示しているのは、文献 2) で示された図にそのまま倣ったためである。図 4 は表 2 のスギの丸くさび設置位置を材端から $l=160\text{mm}$ にした 10 体と、表 2 に示していないが丸くさび設置位置が材端から $l=60\text{mm}$ の 3 体の試験結果による $P-\delta$ 曲線の平均を示す。

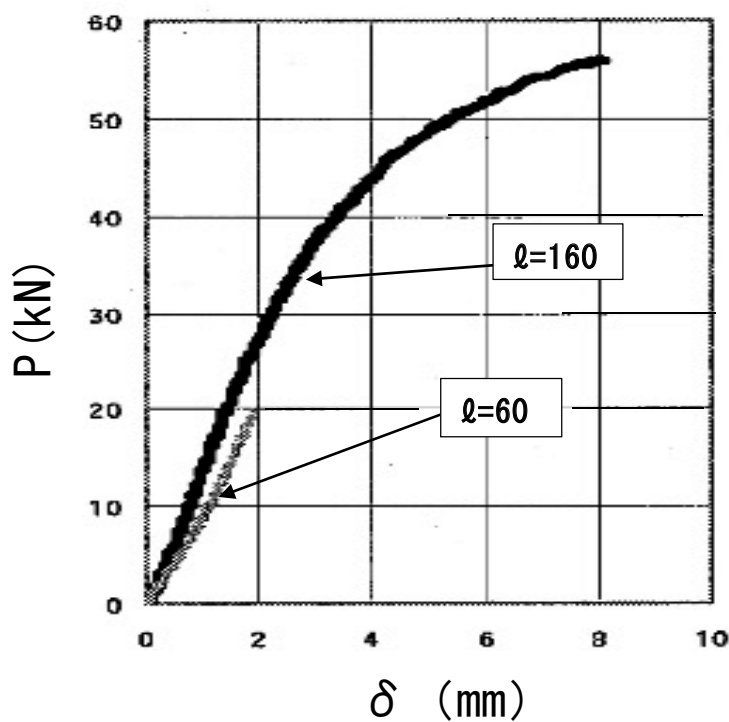


図 4 スギ使用時部材内蔵金物の設置位置による荷重変位曲線の違い

表 2 丸くさび CW12 の設置位置の違いによる試験結果

樹種 等級 めり込み基準強度 平均密度 平均含水率	内蔵金物の加工穴位置 ℓ (mm)	初期剛性 k (kN/mm)	降伏耐力 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	最大荷重 P_{max} (kN)	2/3 P_{max} (kN)	ばらつき係数	短期基準耐力 T_o (kN)
米松集成材 E170-F495 9N/mm ² 0.52g/mm ³ 15%	180	12.70	34.85	2.77	56.48	37.66	0.847	29.55
	160	13.16	35.93	2.80	58.06	38.71	0.842	30.26
	140	12.85	35.61	2.82	56.06	37.37	0.692	24.65
	120	14.52	25.87	1.93	43.22	28.81	0.607	15.78
米松 甲種 1 級 9N/mm ² 0.53 g/mm ³ 23%	180	11.99	33.80	3.17	55.40	36.94	0.767	25.93
	160	12.58	33.94	2.76	55.23	36.82	0.831	28.21
	140	11.69	34.51	2.92	54.98	36.65	1.000	34.51
	120	12.17	33.93	2.85	52.58	35.05	0.776	26.35
ヒバ 甲種 1 級 7.8N/mm ² 0.47 g/mm ³ 23%	180	10.24	37.05	3.73	52.83	35.22	0.756	26.63
	160	11.04	38.04	3.50	55.27	35.84	0.638	24.51
	140	12.67	34.51	2.92	50.27	33.57	0.488	16.39
	120	10.64	33.98	3.25	51.43	34.29	0.563	19.15
スギ 甲種 1 級 6N/mm ² 0.44 g/mm ³ 41%	180	8.60	26.12	3.43	44.54	29.69	0.801	20.93
	160	10.87	34.09	3.27	52.30	34.86	0.620	21.14
	140	9.53	28.58	3.29	46.59	31.06	0.530	15.17
	120	8.08	27.29	3.68	41.48	27.65	0.667	18.22

この表 2 から以下のことが分かった。

- ① 接合される木部材の樹種及び材端からの丸くさび設置位置により、短期基準耐力は異なる。
- ② 米松集成材の短期基準耐力は、スギ無等級材より 5 割程高い。
- ③ 短期基準耐力の最大値は、ヒバを除くと、丸くさびを材端から 160mm 離れた場合が最も大きい。
- ④ 多用するスギ材においては、丸くさびを材端部から 160mm に設置した場合の短期基準耐力は 21kN である。
- ⑤ 破壊形式は、樹種、丸くさび設置位置に関わらず、丸くさび穴から材端への繊維方向の割裂であった。

以上の結果から、材端から丸くさび設置位置は、耐力および施工上（ドリルの長さ）から 140mm 以上 180 mm 以内とすれば、実用上支障がないことが分かった。

4.4 仕口接合部試験体の試験方法及びその考察

4.4.1 試験方法

部材内蔵型金物を使用した仕口（部材内蔵型金物仕口、以下同じ）接合部の試験装置と試験体を図 4 に示す。試験体数は 6 体と予備試験体 1 体の計 7 体であり、材種は無等級の栃木県産材のスギ（平均密度 0.47 g/mm^3 、平均含水率 24.2%）である。試験体の部材寸法は、柱の長さ 600mm（短ホゾ長さ 24mm×幅 40mm×幅 40mm）梁の長さ 700mm である。断面は両方とも 120mm×120mm である。なお、丸くさび CW12 の設置位置は、3.1 節の結果を参考にして、図 4 に示すように、柱の材端から丸くさび CW12 までの端あき 150mm と、BN1275 の設置位置は梁上面から縁あき 90mm の所である。試験体の設置は、柱を加力治具とボルト M16 を 8 本でとめた。梁は PC 鋼棒（ $\phi 17$ ）で固定した鋼製土台にボルト 2-M16 座金 $t12 \times 100^{\square}$ で取付けた。柱の上部は治具に PC 鋼棒（ $\phi 17$ ）を取り付けて、先端のナットとオイルジャッキの間に球座およびロードセルを配置した。計測は柱と梁の試験体に取り付けたアルミアングルに、変位計のスピンドルを接触させて行う。加力方法は 100kN の試験機を用い、文献 3) の方法に基づいて行った。

なお、予備試験は単調引張り载荷を行い、本試験は一方向繰返し引張り载荷とした。一方向繰返し引張り载荷は、予備試験体で得られた降伏耐力 P_y 時の変位 δ_y の、 $1/2, 1, 2, 4, 6, 8, 12, 16$ 倍の変位を目標にして、順に各 1 回の変位制御加力とした。なお、羽子板ボルト（図 1 右上の図、表 1 の Z マーク表示金物 SB-F）を使用した在来構法タイプ仕口（羽子板ボルト仕口、以下同じ、写真 2）の接合部試験体の力学特性と比較するため、文献 4) に示された羽子板ボルト仕口の接合部試験体（断面寸法 105mm×105mm）の試験結果を引用する。この試験結果も文献 3) に基づく試験によるものである。しかし、試験体の寸法が異なるので、補正した復元力特性の傾向を比較する。

4.4.2 試験結果

部材内蔵型金物仕口の接合部試験体 6 体の荷重変位曲線と羽子板ボルト仕口の接合部試験体 3 体(文献 4)の平均荷重変位曲線を図 5 に示す。図 5 の部材内蔵金物の荷重変位曲線は、試験体 6 体の各々の平均を示し、それに示す試験体番号は表 2 の試験体番号と同じものである。また No.1～No.6 の 6 種の平均の荷重変位曲線を破線で示す。部材内蔵型金物仕口と羽子板ボルト仕口の試験体は、柱と梁の断面寸法が異なり、そのままでは比較できないため、部材の断面寸法を補正して同じにした。羽子板ボルト仕口の接合部の耐力は文献 5) p30 式 (6.4) 降伏せん断耐力と比例するとして、降伏せん断耐力が最大となる破壊形式による接合形式係数 $C=1$ とすれば、取付けボルトが柱の穴内に接する長さ l に比例する。それは柱幅の比 $120\text{mm}/105\text{mm}=1.14$ 倍にした値になる。図 5 における荷重変位曲線の最下位に示す、柱幅 105mm の在来グラフを 1.14 倍にしたものが、下から 2 番目の 1.14 在来のグラフである。なお、図 5 から得た部材内蔵型金物仕口の耐力と変形性能を表 3 に示す。この表からばらつき係数を考慮した部材内蔵金物仕口の短期基準耐力は 14.6kN であり、羽子板ボルト仕口は文献 4) から 7.5kN である。この図から、各試験体は変位 1～2mm で降伏し、その後荷重は漸増していることが分かる。漸増している荷重変位関係が、どのように生じていくかを考察したのが、図 5 の上(部材内蔵型金物仕口によるもの)と下(羽子板ボルト仕口によるもの)に示す応力度分布の模式図である。図 5 上下の図についての考察は、次節で詳述する。また、これらの応力度が、両仕口に使用されている金物により、どのような機構で生じたものかを示したのが図 6 である。部材内蔵型仕口においては、図 5 左に示すように CW12 と BN1275 の木部へのめり込みと SH1230 の引張りで外力に抵抗する(文献 6)。羽子板ボルト仕口は、取り付けボルト M12 の木部へのめり込み、羽子板ボルトの座金の木部へのめり込みと羽子板ボルトの引張りで外力に抵抗する(文献 7)。

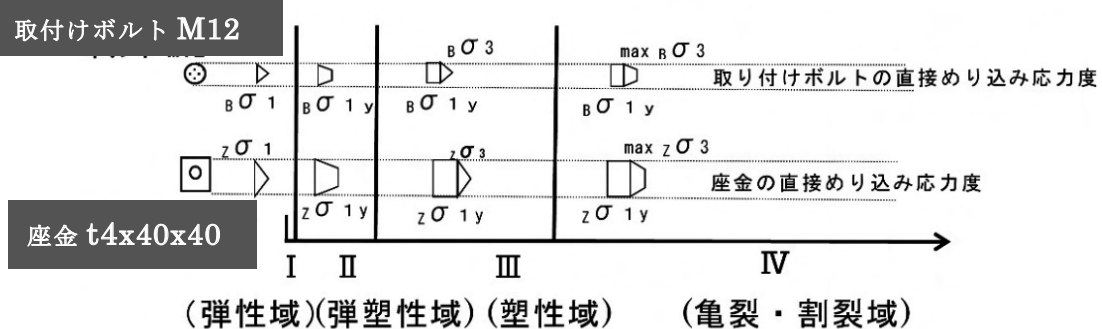
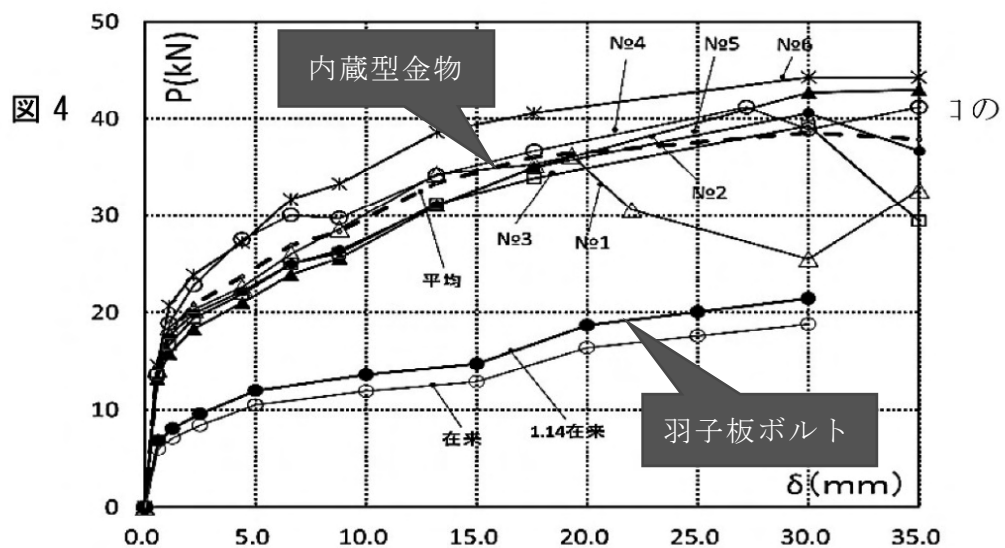
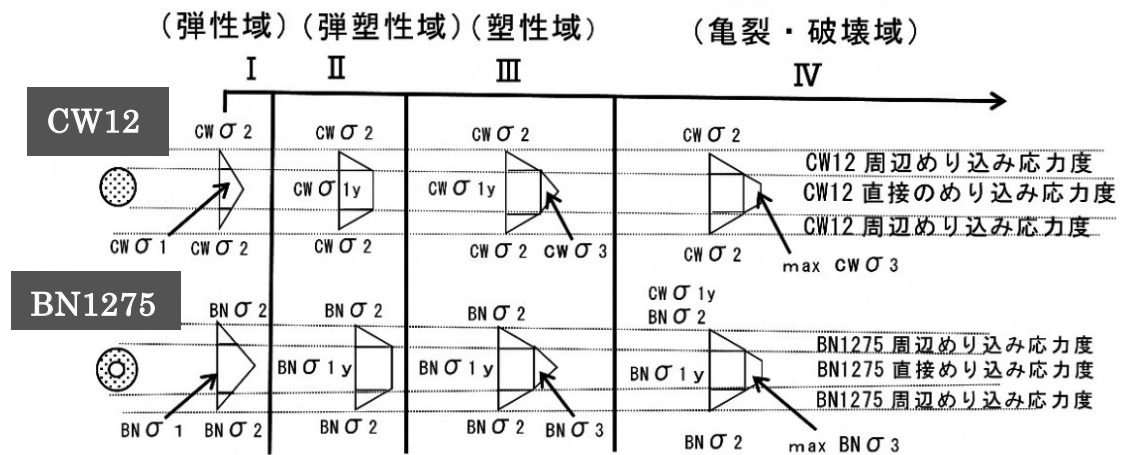


図 5 部材内蔵型金物仕口の接合部試験体と
羽子板ボルト仕口の接合部試験体の荷重変位曲線

表 3 部材内蔵型金物仕口の接合部試験体の試験結果

試験体番号		予備	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
Py	(kN)	18.9	18.2	18.9	19.3	24.1	19.4	23.6
Py ave.	(kN)		20.6					
変動係数			0.126					
ばらつき係数(V)			0.709					
Py ave. × V	(kN)		14.6					
2/3Pmax	(kN)	24.7	24.2	28.5	26.2	27.4	27.1	29.6
2/3Pmax ave.	(kN)		27.2					
変動係数			0.069					
ばらつき係数(V)			0.839					
2/3Pmax ave. × V	(kN)		22.8					
短期基準耐力(T0)	(kN)		14.6					
Pmax	(kN)	37.1	36.2	42.7	39.3	41.2	40.6	44.3
k	(kN/mm)	17.5	18.8	8.2	9.7	9.5	11.1	11.9
δ y	(mm)	1.1	1	2.3	2	2.5	1.7	2
δ max	(mm)	22.2	19.3	30	30	27.2	30	30
破壊形式 A:柱の割裂 B:梁の引き裂け		A	A	A, B	A, B	B	B	A, B
割裂状況 S:1面割裂 W:2面割裂		S	S	S	S	—	—	W

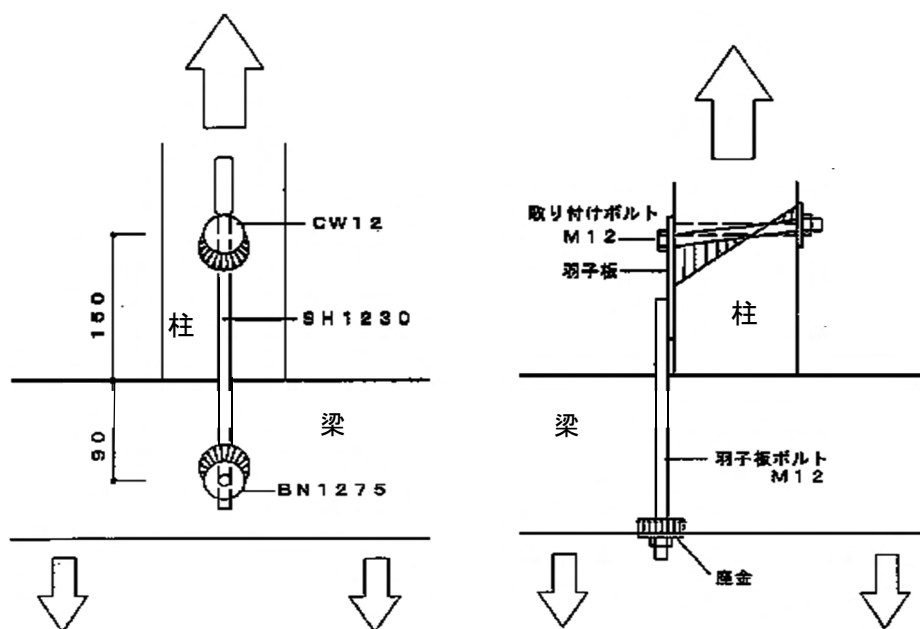


図 6 部材内蔵型金物仕口（左）と羽子板ボルト仕口（右）の作用応力模式図

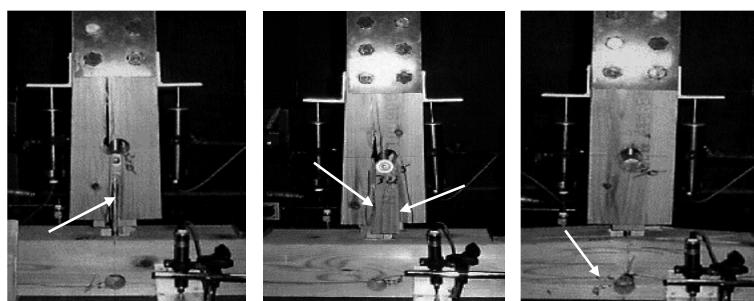
4.4.3 考察

図 6 に示した接合部が引っ張られた場合、鋼材（図 6 左：SH1230、図 6 右：羽子板ボルト）への引張りと共に、木部内の金物による木部へのめり込みが生じる。図 5 に示した荷重変位曲線は、これらの接合金物の木部へのめり込み応力度の推移（図 5 の上下に示した模式図）により特徴付けられると考えられる。すなわち、荷重変位曲線の変曲点位置を境にして、図 5 上下に示すようにⅠ（弾性域）とⅡ（弾塑性域）Ⅲ（塑性域）Ⅳ（亀裂・割裂域）に分けられる（文献 8）と考えられる。その時の部材のめり込み応力度（加力方向だけの成分）の状態で、めり込み途中の応力度を三角形で示し、降伏応力度は台形で、完全に降伏したときのめり込み応力度は矩形の模式図として表す。また、文献 7) 文献 8) により、木部材のめり込み応力度は金物が直に接するめり込み応力度と、金物周辺のめり込み応力度からなるとし、図 6 の作用応力の模式図のように、木部材の繊維方向と金物の接触状態（縦圧縮か横圧縮か）により、金物周辺のめり込み応力度の可否、あるいは木部材の許容するめり込み降伏応力度は異なる。文献 8) によれば、スギ材の、部材内蔵型金物 CW12 と羽子板ボルトの取り付けボルトは、繊維方向と接触する部分圧縮（縦圧縮）であり、その圧縮基準強度は $F_c=17.7\text{N/mm}^2$ である。この縦圧縮は、金物直によるめり込み応力度だけと考えられる。しかし、部材内蔵型金物 CW12 の断面は太い円形(30φ)のため、文献 6) に示される図 6 左のような放射状のめり込み応力度になり、試験の観察からも金物周辺のめり込み応力度と塑性に伴うひずみ硬化も生じると推定する。しかし羽子板ボルトの取り付けボルトは、軸径(M12)が細いため、金物が直に接するめり込み応力度だけで、金物周辺のめり込み応力度の影響は少ないと考える。また、部材内蔵型金物 BN1275 と羽子板ボルトの座金は、繊維直交方向の材中間部の部分圧縮（横圧縮）になり、その基準材料強度は $F_{cy}=6.0\text{N/mm}^2$ である。なお、各金物と木部材との接触面積は、部材内蔵型金物では、金物外形面積から金棒 SH1230 の穴(径 21φ)の面積を差し引いて算定すると、CW12 は $2178(=(30\times 90)-(10.5\times 10.5\times 3.14+11.6\times 11.6+5.5\times 5.5\times 3.14))\text{mm}^2$ になり、BN1275 では $1903(=(30\times 75-10.5\times 10.5\times 3.14))\text{mm}^2$ になる。また、羽子板ボルトでは、取り付けボルトは $1440(=12\times 120)\text{mm}^2$ 座金は $1600(=40\times 40)\text{mm}^2$ である。

a) 部材内蔵型金物仕口の場合

I (弾性域)では金物と木部材は緩みなく接触しているため、図 5 の荷重変位曲線の変位と耐力は零から始まっている。I (弾性域)のめり込み応力度は文献 6)によると、図 6 左 のような木部材のめり込み応力度が生じて、図 5 の上部に示す部材内蔵型金物 BN1275 と、CW12 の金物が直に接するめり込み応力度 $_{BN}\sigma_1$ 、 $_{CW}\sigma_1$ と、金物の周辺部分のめり込み応力度 $_{BN}\sigma_2$ 、 $_{CW}\sigma_2$ と表せる。II (弾塑性域)では、BN1275 は部材の基準材料強度と金物接触面積が CW12 より小さいため、BN1275 の金物に直のめり込み応力 $_{BN}\sigma_1$ は先にめり込み降伏応力度 $_{BN}\sigma_{1y}$ に至る。さらに加力が進むと、CW12 が直に接する部分のめり込み応力度 $_{CW}\sigma_1$ が増大し、めり込み降伏応力度 $_{CW}\sigma_{1y}$ を示す。この時が I (弾性域)と II (弾塑性域)の境界のめり込み応力度である。これは表 3 における降伏耐力 $P_y=20.6\text{kN}$ であり、算定した平均の変位 $\delta_y=1.9\text{mm}$ である。III (塑性域)では、文献 8)が示すように、CW12 のめり込み降伏応力度 $_{CW}\sigma_{1y}$ にひずみ硬化による応力 σ_3 が加わる。IV (亀裂・割裂域)では、ひずみ硬化は最大応力度 $\max\sigma_3$ になり、試験の観察から変位 $\delta=18\text{mm}$ 前後で亀裂が発生し始める。その後は木部材が破壊するまで変位 (亀裂)は進展して行く。

破壊形式は写真 11 のように木部材の繊維方向の A：柱の割裂あるいは B：梁の引き裂けである。破壊形式が A,B の一方に偏らず生じているのは、図 6 左の部材内蔵型金物仕口が示すように、CW12 穴の柱の端あき 150mm と BN1275 穴の梁の縁あき 90mm の寸法が適正であったと考える。表 3 に示す柱の割裂状況は、写真 11 の矢印のように S：1 面割裂と W：2 面割裂があり、2 面割裂時の耐力と最終破壊までの変形量が 1 面割裂時のそれらよりも大きい。なお、金物と木部材との接触面積は、繊維方向で部材内蔵型金物 CW12 の方が、羽子板ボルトの取り付けボルトより 50%ほど大きく、繊維直交方向は、部材内蔵型金物 BN1275 が、羽子板ボルトの座金よりも 20%ほど大きい。部材内蔵型金物は、この接触面積の大きさを有して、木部材のめり込みを生かしていると言えることができる。



A：柱の 1 面割裂 S A：柱の 2 面割裂 W B：梁の引き裂け

写真 11 部材内蔵型金物仕口の接合部試験体の破壊形式

b) 羽子板ボルト仕口の場合

文献 8) を参考にすれば、取り付けボルトの軸径(12mm)が小さく、また座金の板厚($t=4\text{mm}$)が薄いので、金物周辺のめり込み応力度の影響は少ないと考える。そのため、めり込み応力の状態を示す、図 5 下の模式図に金物周辺部の応力度は描いていない。そこで、図 6 右に示す取り付けボルト軸の柱穴内面の作用応力は、繊維方向のめり込み応力度 ${}_B\sigma_1$ と、羽子板ボルトの座金の梁繊維直交方向の接触面のめり込み応力度 ${}_Z\sigma_1$ は、図 5 下の模式図ように表せる。

I (弾性域) では、まず、外力の引張りにより、柱の側面にボルトで取り付けられる羽子板ボルトと柱心の偏心により、羽子板と柱側面の摩擦力が生じる。その反作用の応力は、梁の羽子板ボルトの座金のめり込み応力度 ${}_Z\sigma_1$ である。

II (弾塑性域) では、図 6 右のような取り付けボルト軸の曲げからロープ効果(曲げ抵抗やせん断抵抗を卓越した引張り抵抗による状態)への挙動は、柱穴内面の繊維方向の部分圧縮による三角形めり込み応力度 ${}_B\sigma_1$ が生じ、さらに加力が進むと、めり込み降伏応力度 ${}_B\sigma_{1y}$ になる。これは図 5 の荷重変位曲線の降伏耐力 $P_y=7\text{kN}$ 、変位 $\delta_y=1\text{mm}$ 付近で折れ曲がる点である。

III (塑性域) では座金のめり込み応力度 ${}_Z\sigma_1$ が増加した最大値の降伏めり込み応力度 ${}_Z\sigma_{1y}$ を示す。

IV (亀裂・割裂域) では金物の接触部でひずみ硬化 ${}_{\max}{}_Z\sigma_3$ ${}_{\max}{}_B\sigma_3$ が生じて破壊に至ると考える。破壊形式は文献 9) によれば、取り付けボルトによる柱の繊維方向の割裂、あるいは羽子板の切断である。羽子板ボルト仕口は、木部材の接触面積である取り付けボルト軸側面積と座金の面積が、部材内蔵型金物仕口の木部材と金物の接触面積よりも小さいために、部材内蔵型金物仕口よりも負担できるめり込みの働きも小さい。

c) 部材内蔵型金物仕口及び羽子板ボルト仕口の接合部の比較

表 4 に部材内蔵型金物仕口の接合部試験体と羽子板ボルト仕口の接合部試験体の特徴を比較して示す。(ただし、試験体寸法が羽子板ボルト仕口と部材内蔵型金物仕口で異なるため、そのままでは比較できない。従って両仕口接合部の力学特性の比較は、主として荷重変位曲線の形で行った。耐力を比較する時は後者の仕口寸法を前者のそれと合わせ補正を行っている。)

表 4 の部材内蔵型金物仕口と羽子板ボルト仕口の全試験体を通した、破壊前の、塑性域内 20mm 変位時までのエネルギー吸収を、図 5 の荷重変位曲線より概算した。部材内蔵型金物仕口の接合部の試験体は $570\text{kN} \cdot \text{mm}$ であり、羽子板ボルト仕口の接合部試験体は $291\text{kN} \cdot \text{mm}$ である。部材内蔵型金物仕口部のエネルギー吸収は、羽子板ボルト仕口の接合部試験体の約 2 倍になっている。

また、弾塑性域内 5mm 変位時の、部材内蔵型金物仕口の接合部による仕口の耐力は、 20.6 kN であり、エネルギー吸収は $91\text{kN} \cdot \text{mm} (=1/2 \times 20.6 \times 1.9 + 1/2 \times (20.6 + 25.5) \times (5 - 1.9))$ である。羽子板ボルト仕口の接合部の耐力は 12kN であり、エネルギー吸収は $42\text{kN} \cdot \text{mm} (=1/2 \times 2.1 \times 0.6 + 1/2 \times (12 + 6.6) \times (5 - 0.6))$ である。これも、部材内蔵型金物仕口の接合部によるエネルギー吸収が 2 倍ほど上まっている。このことから部材内蔵型金物による金物周辺のめり込み応力と塑性ひずみのひずみ硬化の特性は、エネルギー吸収が大きく、羽子板ボルトと同系の粘り強い復元力特性を示している。

表 4 部材内蔵型金物仕口の接合部試験体と羽子板ボルト仕口の接合部試験体の特徴の比較

		羽子板ボルト仕口	部材内蔵型金物仕口
接合部位		柱+梁	柱+梁
金物の部位		部材の表面	部材内部
応力負担部品と負担応力		座金のめり込み	丸くさび CW12 のめり込み
		羽子板の引張り	金棒 SH1248 の引張り
		取付けボルトのめり込み	棒ナット BN1275 のめり込み
		せん断力は柱のホゾによる	せん断力は柱のホゾによる
短期基準耐力		7.5kN	14.6kN
エネルギー吸収	5mm 変位時	42kN・mm	91kN・mm
	20mm 変位時	291kN・mm	570kN・mm
破壊性状		羽子板の切断・柱の割裂	柱の割裂・梁の引き裂け
弾性域での金物の効果		金物周辺のめり込み応力小	金物周辺のめり込み応力大
塑性域での金物の効果		ひずみ硬化小さい	ひずみ硬化大きい
破壊までの耐力		耐力が維持できる。	耐力が高く維持される。

4.5 地域材住宅に用いる部材内蔵型金物

4.5.1 部材内蔵型金物の概要

第3章で耐震要素を真壁の土壁や貫で構成する古民家と、現在の一般的な大壁のサイディングや石膏ボードの面材、あるいは筋違いで構成する現代民家の構造特性を抽出した結果、古民家は現代民家よりも塑性域が長い性状を示した。また前項では開発する地域材住宅の真壁のための部材内蔵型金物は、めり込みで強度を発揮する金物であることが分かった。

そこで本章では図7のA～Eのような仕口・継手の部位から、補強する部材内蔵型金物の材質と形状を決定した。部材内蔵型金物の部品の機能と性能は各々異なるが、部材の接合形態により、表5に示すような部品の組み合わせで適宜用いることを可能にした。この仕口・継手の形式は表5のA～Eの7種である。前章で在来の羽子板ボルトと性能を比較した部材内蔵型金物の仕口は、図7のEの片引きタイプ（梁-柱型）で行っている。

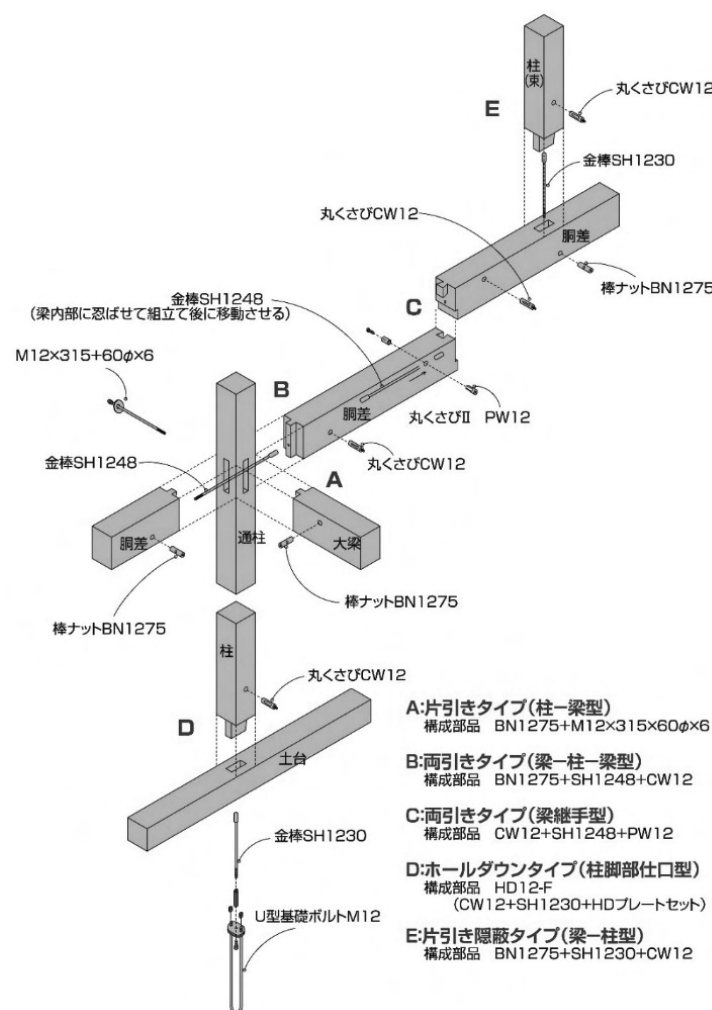









図7 部材内蔵型補強金物による仕口・継手の接合形式

表 5 部材内蔵型金物部品の組み合わせによる接合形式

名称	記号	材質	形状	接合形式				
				A	B	C	D	E
				片引きタイプ (柱+梁型)	両引きタイプ (梁+柱+梁型)	両引きタイプ (梁継手型)	ホールダウン ベース (柱脚部仕)	片引き隠蔽タイ プ(梁+柱型)
倒樹 6×φ6 12×33 10×6		強度区分 4. 6 炭素鋼		●				
金棒 1尺6寸	SH1248	SWCH45K			●	●		
金棒 1尺	SH1230	SWCH45K					●	●
丸くさび	CW12.	S30C			●	●	●	●
棒ナット	BN1275	STKM13A		●	●			●
丸くさびⅡ	PW12	S30C				●		
ホールダウン 礎用	HD12-F	SS400					●	
			短期基準耐力	17. 2kN	18. 3kN	20. 3kN	28. 8kN	14. 6kN
			接合部倍率	3.2	3.4	3.8	5.4	2.7

4.5.2 部材内蔵型金物による仕口・継手の実験結果

本節では実際に使用する図 7 に示す部材内蔵型金物による接合形式 A～E 部について強度試験を行いその結果を示す。実験は表 6 の方法で図 8 に示す様に試験体と変位計を試験機に取り付けて行った。なお、試験体の材料は栃木県産材の杉の無等級材で、含水率は 16～24%密度は 0.44～0.49 であり、桧は無等級材で含水率 17%密度 0.53 である。なお仕口部 A, B, D, E 部は短ホゾ（30mm×90mm 長さ 45mm）C 部は蟻ホゾ（巾 30mm～45mm 長さ 30mm）である。

実験結果は、表 5 の部材内蔵型金物の組み合わせによる各接合形式の試験体の図とそこに用いた部材内蔵型金物の詳細図を示す。また実験結果の構造特性と文献 3) による短期基準耐力と接合部倍率も示す。

表 6 試験方法

試験方法	準拠基準	「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版）、第 6 章 試験方法と評価方法」（財）日本住宅・木材技術センター）に準じて行った。
	載荷方法	予備載荷用試験体は単調引張載荷、本試験は一方向の繰返し引張載荷とした。繰返し載荷は、予備試験で得られた降伏変位 δ_y の 1/2, 1, 2, 4, 6, 8, 12, 16 倍の順で各 1 回とした。
	試験体の設置方法	試験体の土台の両端部をボルト(2-M16)を用いて 480mm の間隔で固定した。
	測定機器	荷重値の検出には 100kN ロードセルを用い、試験体各部の変位量の測定は、図-2 に示す位置に設置した変位計を用いた。

注) 図中の D.T.1~D.T.4 は変位計の測定番号を示す。

変位計	感度	非直線性	F.S.
D.T.1, D.T.2	$200 \times 10^{-6} / \text{mm}$	0.1%F.S	50mm
D.T.3, D.T.4	$500 \times 10^{-6} / \text{mm}$	0.1%F.S	25mm

・ロードセルの性能
非直線性: 0.1%F.S
(F.S=100kN)

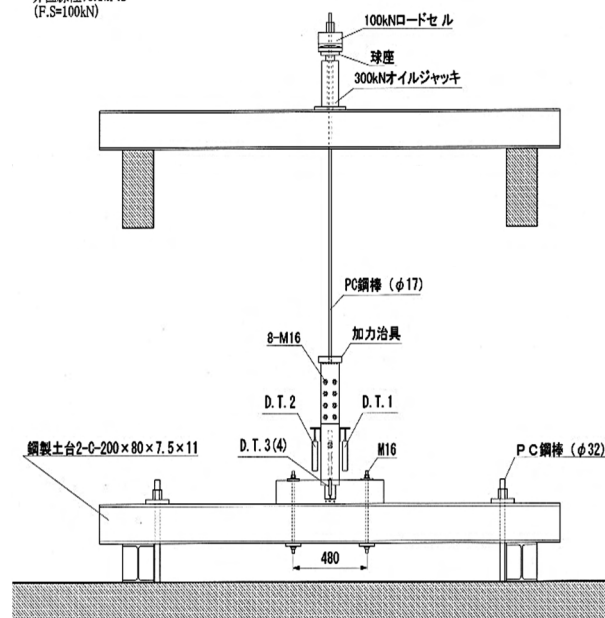


図 8 試験機

A. 片引きタイプ(柱+梁型)

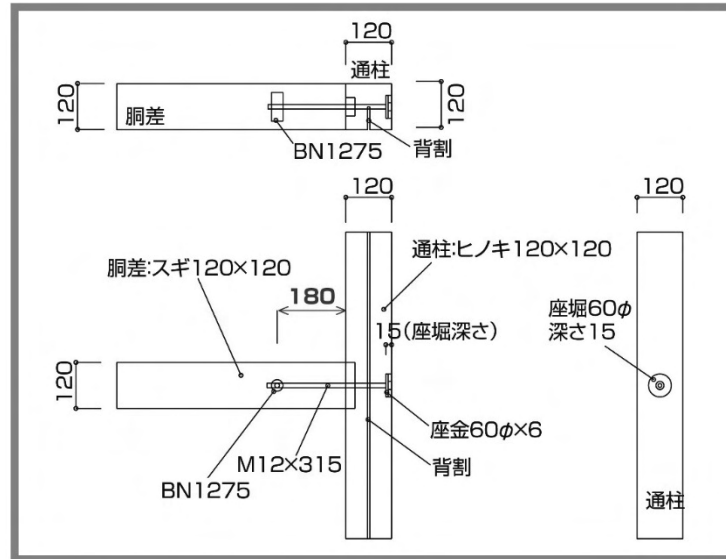


図9 試験体詳細図

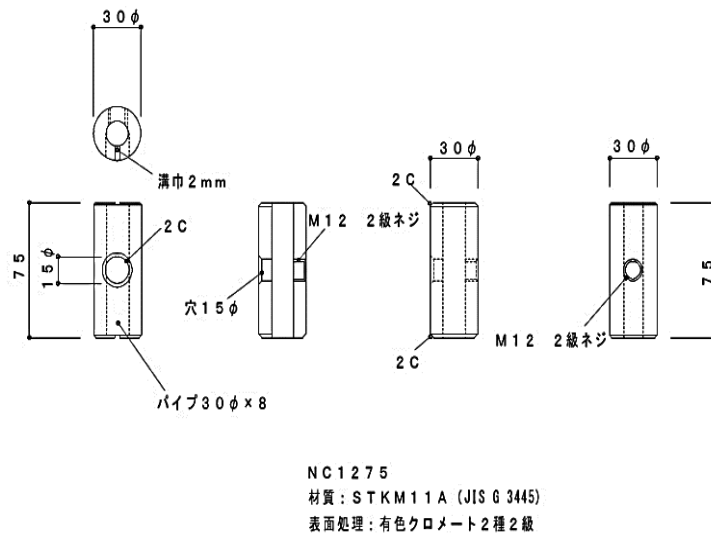
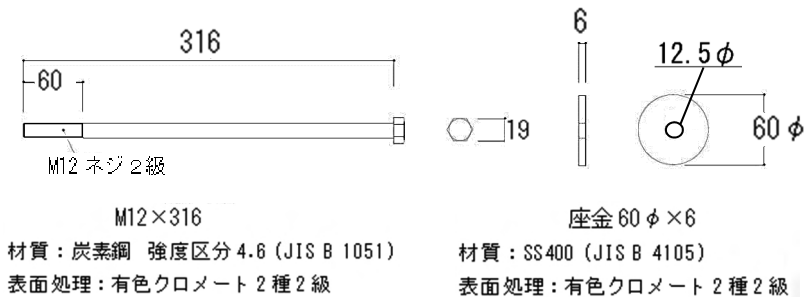


図10 部材内蔵型金物詳細図

表7 試験結果の一覧

(a) 各試験体の試験結果			予備試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
(1)	P_y	(kN)	21.3	18.6	22.9	22.3	19.5	21.6	21.5
(2)	$(2/3) \cdot P_{max}$	(kN)	27.4	23.7	25.5	27.5	21.9	21.9	23.9
	P_{max}	(kN)	41.1	35.5	38.3	41.2	32.9	32.8	35.8
	K	(kN/mm)	20.7	20.7	27.9	22.9	28.5	34.0	27.1
	δ_y	(mm)	1.0	0.9	0.8	1.0	0.7	0.6	0.8
	δ_{max}	(mm)	24.6	19.3	27.0	30.0	26.1	30.0	14.9
	δ_{T_0}	(mm)	0.6	0.7	0.4	0.4	0.4	0.3	0.4
破壊状況			A	A	A	B	A	A	A

(b) 短期基準耐力 T_0 の算出結果					
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	平均値×ばらつき係数 (kN)	短期基準耐力 T_0 (kN)
(1) P_y	21.1	0.079	0.817	17.2	17.2
(2) $(2/3) \cdot P_{max}$	24.1	0.090	0.789	19.0	

注) 1.表中の記号の定義および短期基準耐力の算出方法は[付録1]、[付録2]による。

2.破壊状況および記号の定義を以下に示す。

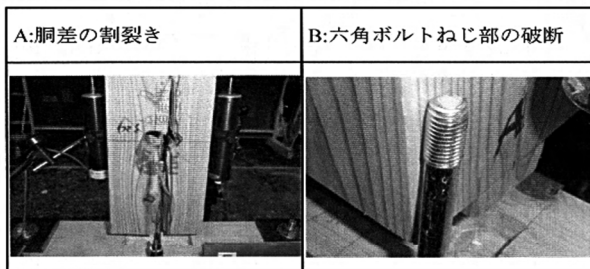


写真12

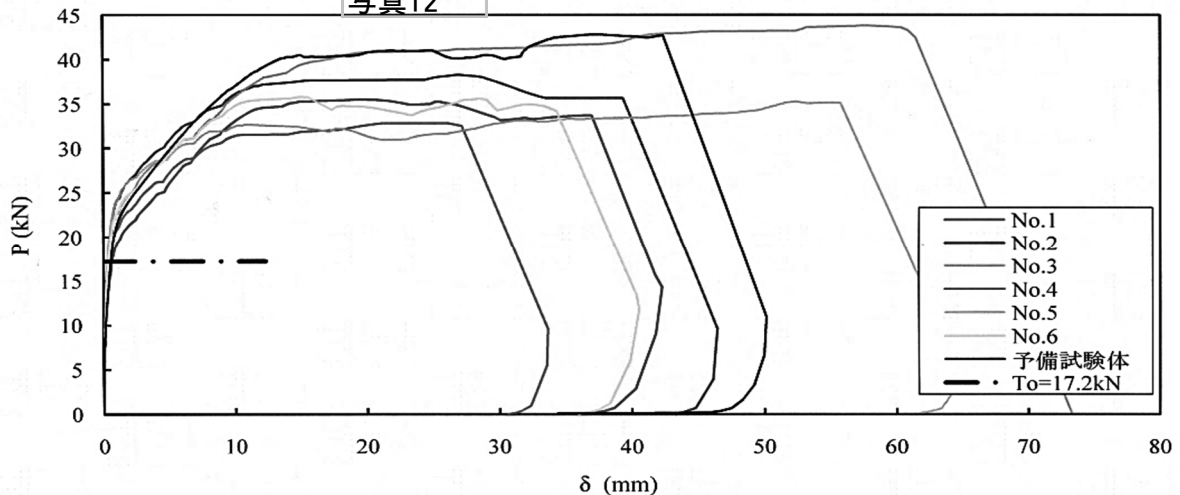


図11 P- δ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)

B. 両引きタイプ（梁+柱+梁型）

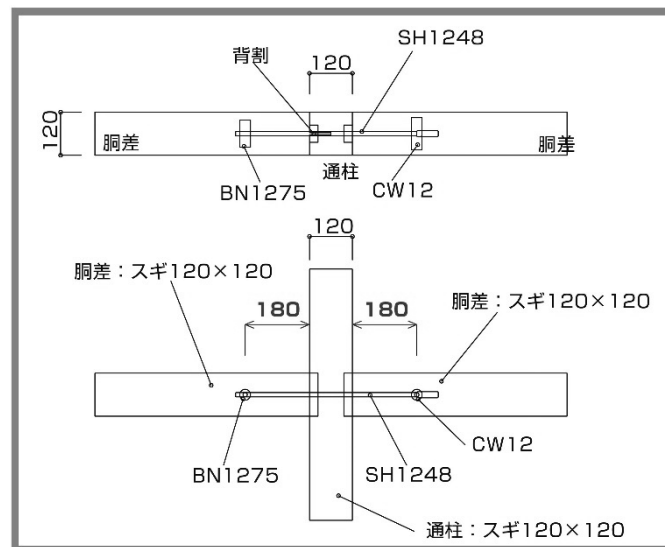


図12 試験体詳細図

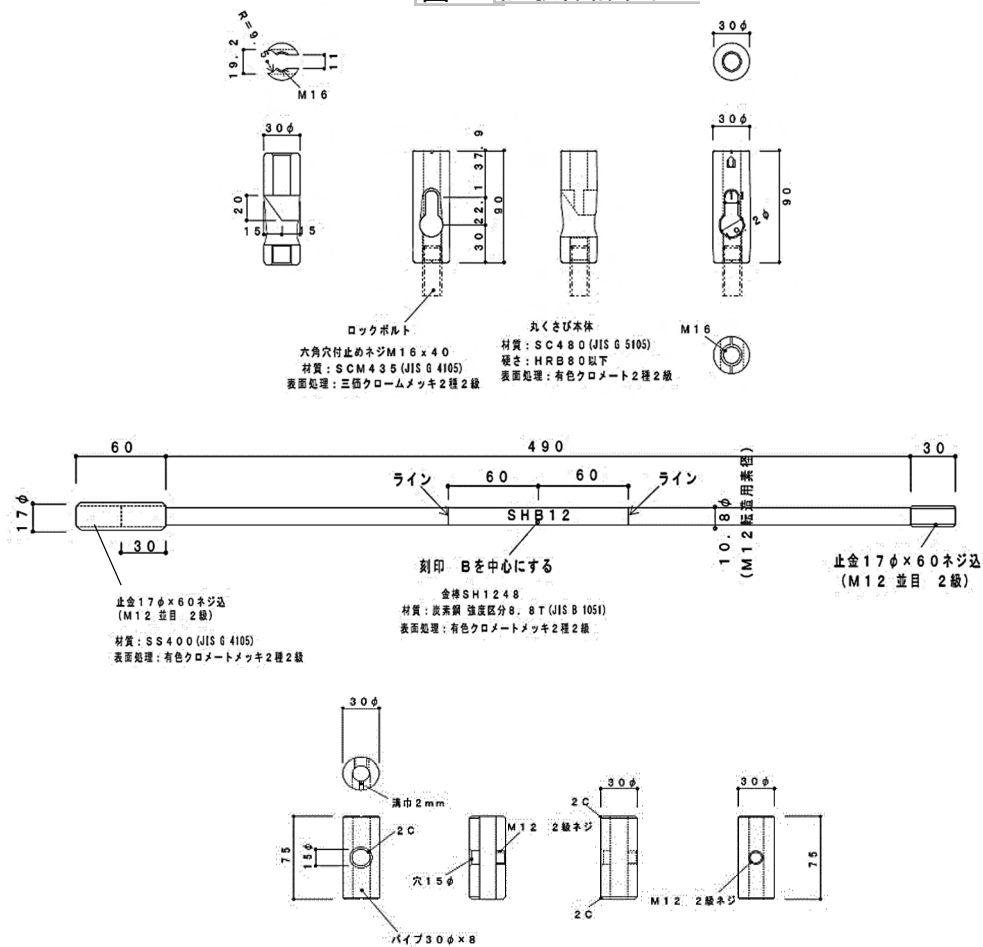


図13 部材内蔵型金物詳細図

表8 試験結果の一覧

(a) 各試験体の試験結果									
			予備試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
(1)	P_y	(kN)	20.1	24.9	22.8	22.4	27.7	20.9	24.2
(2)	$(2/3) \cdot P_{max}$	(kN)	24.5	29.1	26.8	25.8	28.5	22.8	26.9
	P_{max}	(kN)	36.7	43.6	40.2	38.6	42.7	34.2	40.4
	K	(kN/mm)	23.5	26.2	21.6	24.4	22.7	25.6	23.8
	δ_y	(mm)	0.9	0.9	1.1	0.9	1.2	0.8	1.0
	δ_{max}	(mm)	6.1	9.3	9.0	15.8	30.0	9.1	30.0
	δ_{T_0}	(mm)	0.7	0.5	0.7	0.6	0.5	0.6	0.6
破壊状況			A	A	A	A	A	A	A

(b) 短期基準耐力 T_0 の算出結果						
		平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	平均値×ばらつき係数 (kN)	短期基準耐力 T_0 (kN)
(1)	Py	23.8	0.099	0.769	18.3	18.3
(2)	(2/3)・Pmax	26.6	0.084	0.804	21.4	

注) 1.表中の記号の定義および短期基準耐力の算出方法は[付録1]、[付録2]による。

2.破壊状況および記号の定義を以下に示す。



写真13

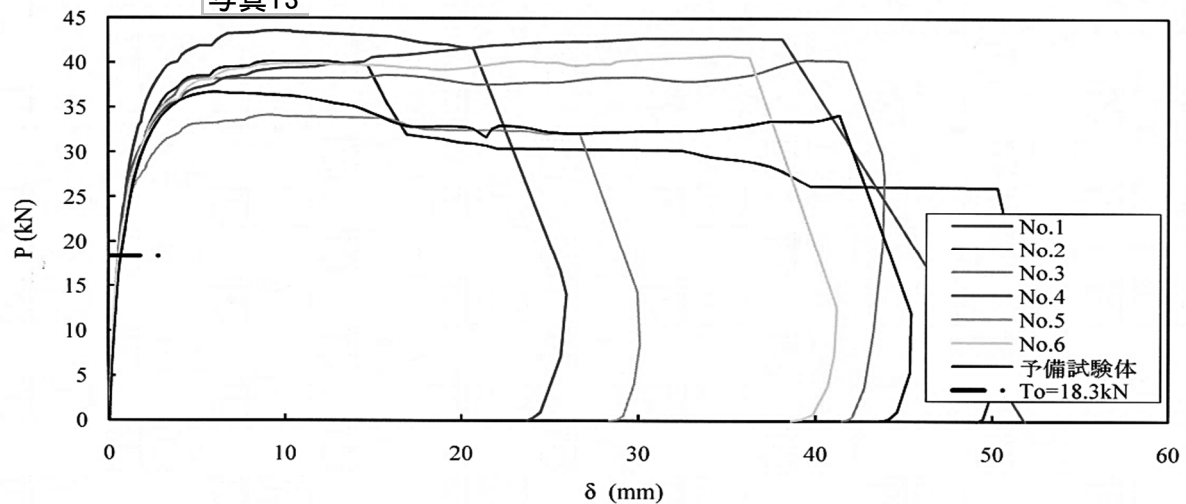


図14 P- δ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)

C. 両引きタイプ（梁継手型）

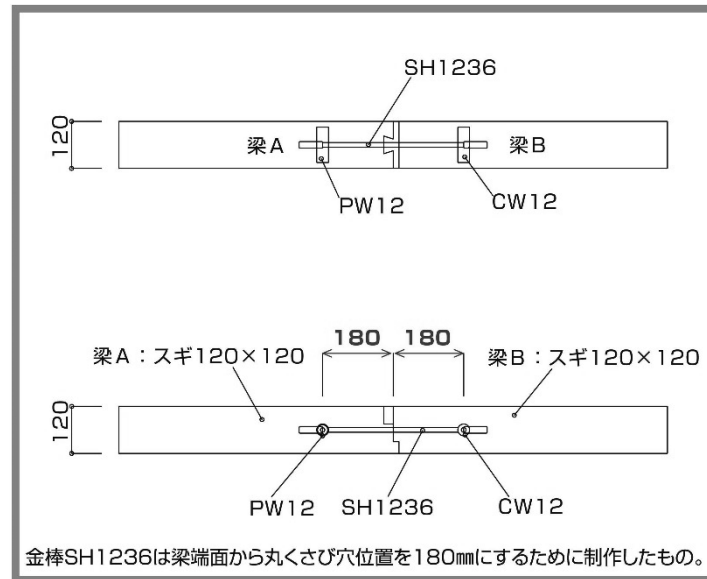


図15 試験体詳細図

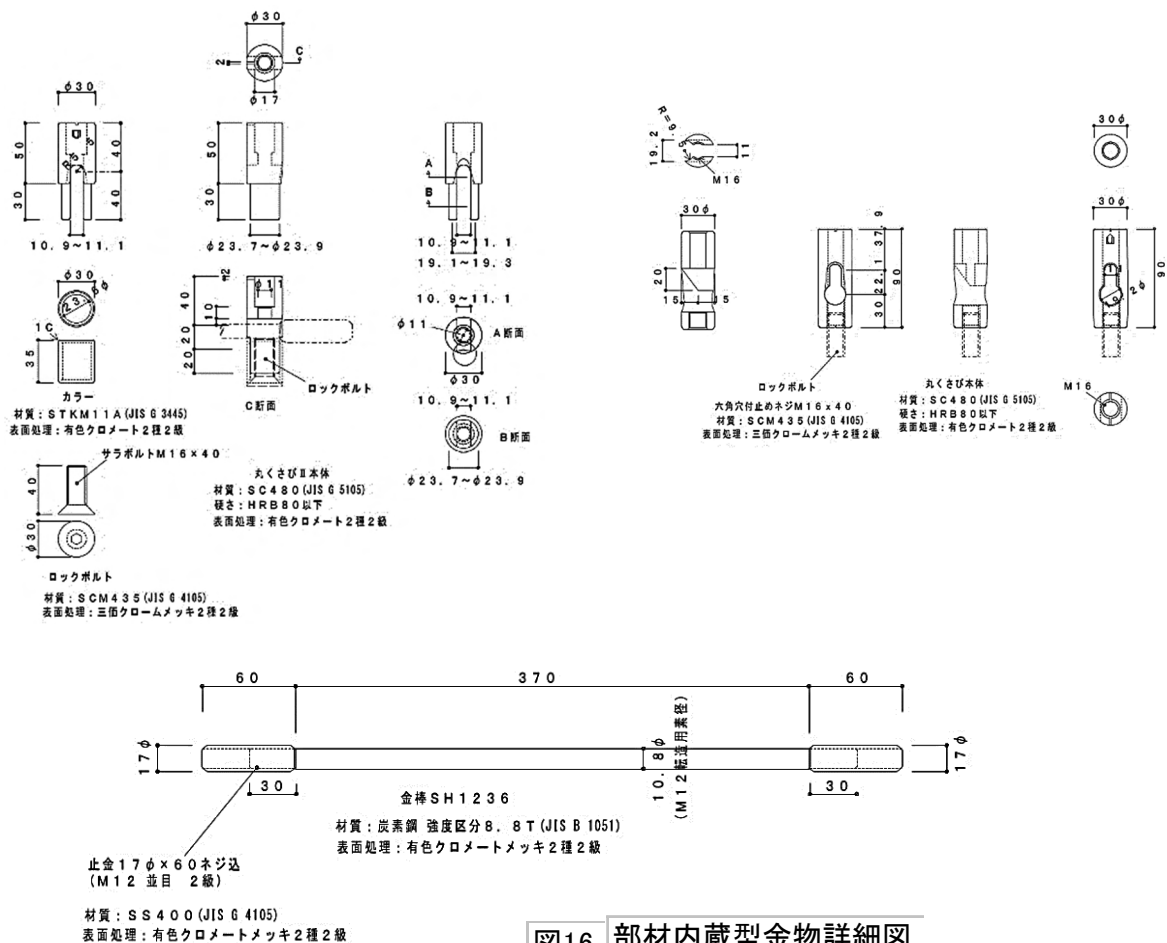


図16 部材内蔵型金物詳細図

表9 試験結果の一覧

(a) 各試験体の試験結果									
			予備試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
(1)	P_y	(kN)	23.6	23.7	27.5	32.1	24.5	28.1	27.7
(2)	$(2/3) \cdot P_{max}$	(kN)	30.6	26.2	31.6	36.5	28.0	32.9	35.6
	P_{max}	(kN)	45.9	39.3	47.3	54.8	42.0	49.3	53.4
	K	(kN/mm)	33.6	45.8	25.7	27.0	40.4	22.4	29.9
	δ_y	(mm)	0.7	0.5	1.1	1.2	0.6	1.3	0.9
	δ_{max}	(mm)	5.0	7.4	13.0	13.2	4.9	13.5	10.6
	δ_{T_0}	(mm)	0.5	0.4	0.5	0.4	0.4	0.5	0.5
	破壊状況		B	A	B	A	A	B	B

(b) 短期基準耐力 T_0 の算出結果						
		平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	平均値×ばらつき係数 (kN)	短期基準耐力 T_0 (kN)
(1)	P_y	27.3	0.110	0.744	20.3	20.3
(2)	$(2/3) \cdot P_{max}$	31.8	0.129	0.699	22.2	

注) 1.表中の記号の定義および短期基準耐力の算出方法は[付録1]、[付録2]による。
2.破壊状況および記号の定義を以下に示す。

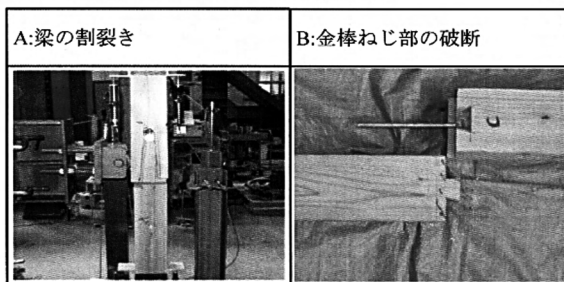


写真14

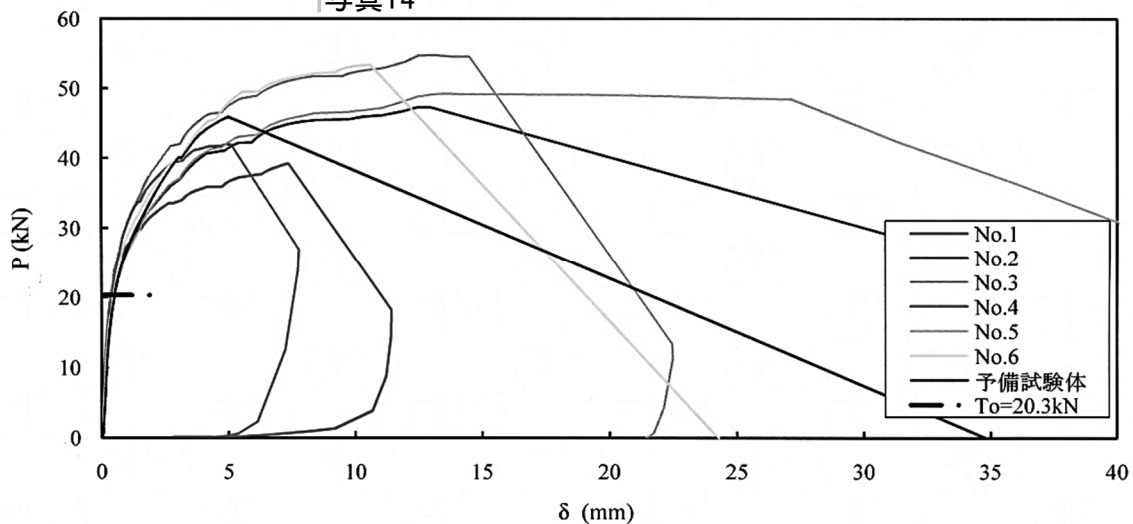


図17 P- δ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)

D. ホールダウンタイプ(柱脚部仕口型)

このタイプはU型基礎ボルト 2-M12 をアンカーさせた基礎コンクリート (FC21 寸法巾 120mm×高さ 600mm×長さ 1000mm 縦筋 D10@300 上、下端筋 1-D13 腹筋 1-D10) を試験機に固定して実験を行った。

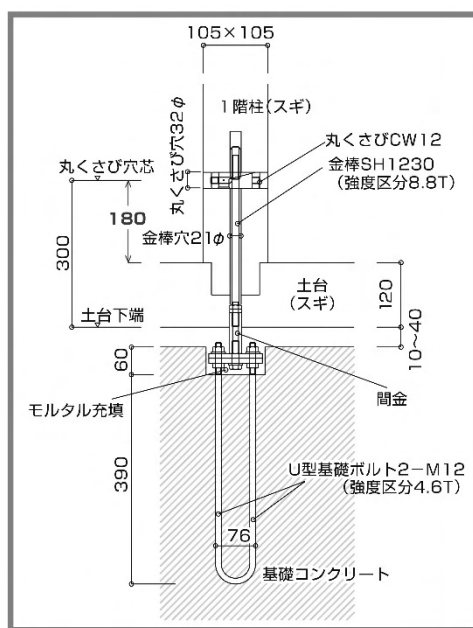


図18 試験体詳細図

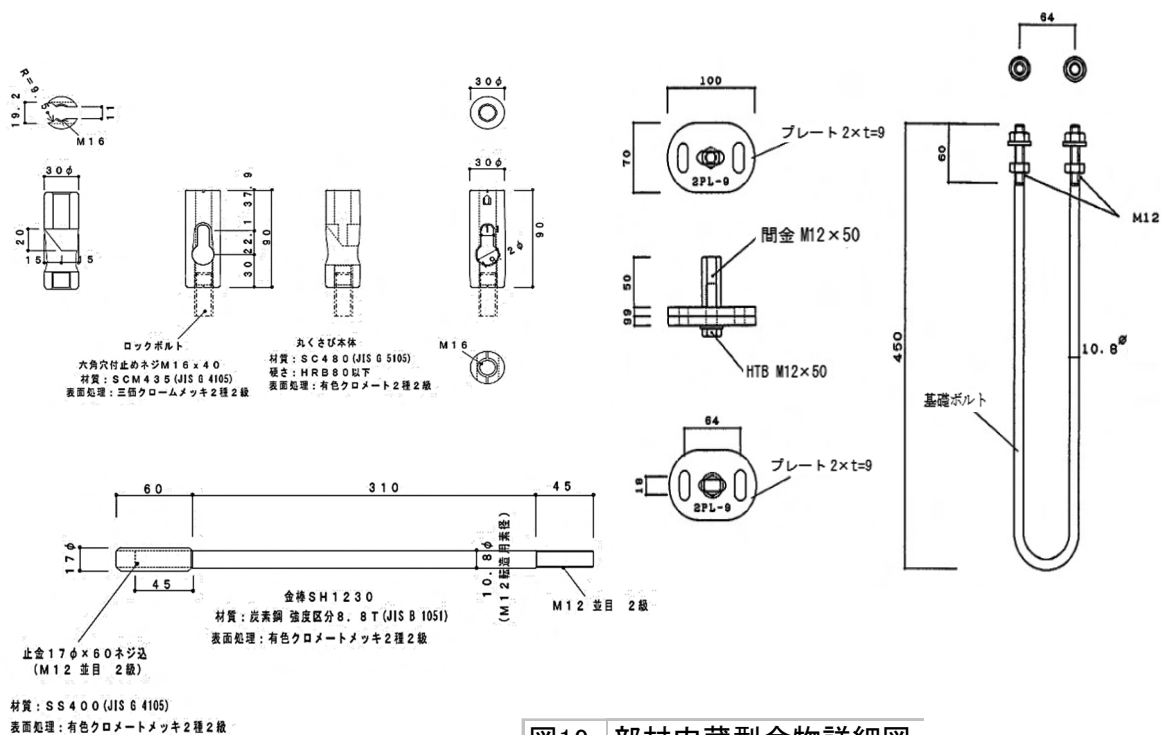


図19 部材内蔵型金物詳細図

表10 耐力算定のための基礎資料

試験体		加力方法	降伏時		2/3Pmax時		最大荷重時		破壊状況
			荷 重 (Py) kN	変 位 (δ_y) mm	荷 重 (2/3Pmax) kN	変 位 ($\delta_{2/3Pmax}$) mm	荷 重 (Pmax) kN	変 位 (δ_{max}) mm	
記 号	番 号								
No	0	単 調	34.1	3.4	38.7	4.1	58.0	22.3	柱材の割れ
	1	片側繰返し	38.0	4.1	37.7	4.0	56.5	17.8	柱材の割れ
	2		39.2	4.1	35.7	3.6	53.6	20.0	柱材の割れ
	3		43.1	4.7	38.5	4.0	57.8	18.0	柱材の割れ
	4		33.7	3.1	39.3	4.1	59.0	19.4	柱材の割れ
	5		32.9	3.2	35.9	3.8	53.8	12.7	柱材の割れ
	6		39.6	5.0	34.7	4.0	52.1	22.2	柱材の割れ
	平均		37.8	4.0	37.0	3.9	55.5	18.4	—
	標準偏差		3.85	—	1.80	—	—	—	—
	変動係数		0.102		0.049				
	ばらつき係数		0.762		0.886				
	短期基準引張接合耐力(Pot) kN		28.8		32.8				

(注) 短期基準引張接合耐力(P₀₁)は、降伏耐力Py又は2/3Pmaxの平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した値のうち小さい方とし、□に示した値である。

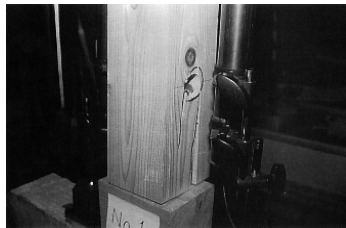


写真15

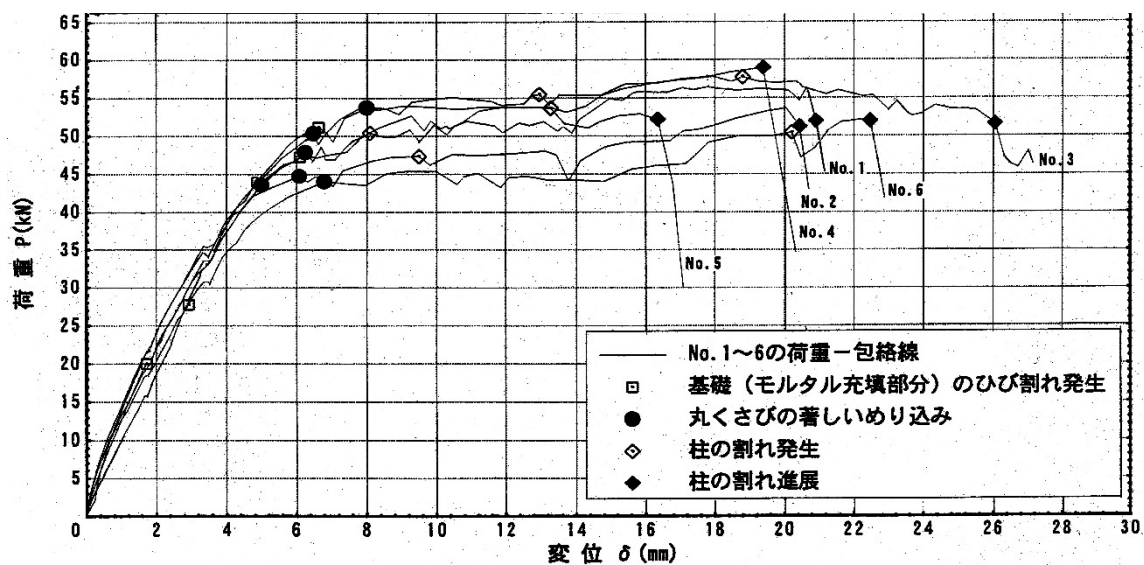


図20 P-δ関係の包絡線（試験体相互の比較）

E. 片引き隠蔽タイプ（梁+柱型）

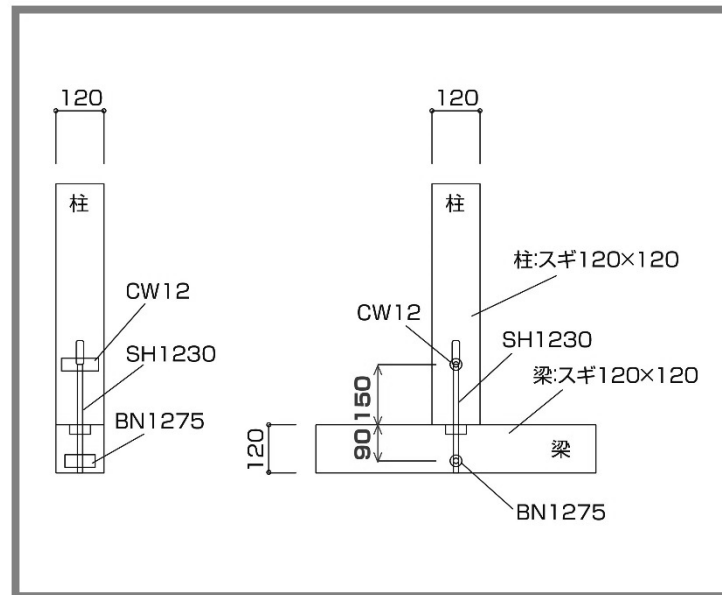


図21 試験体詳細図

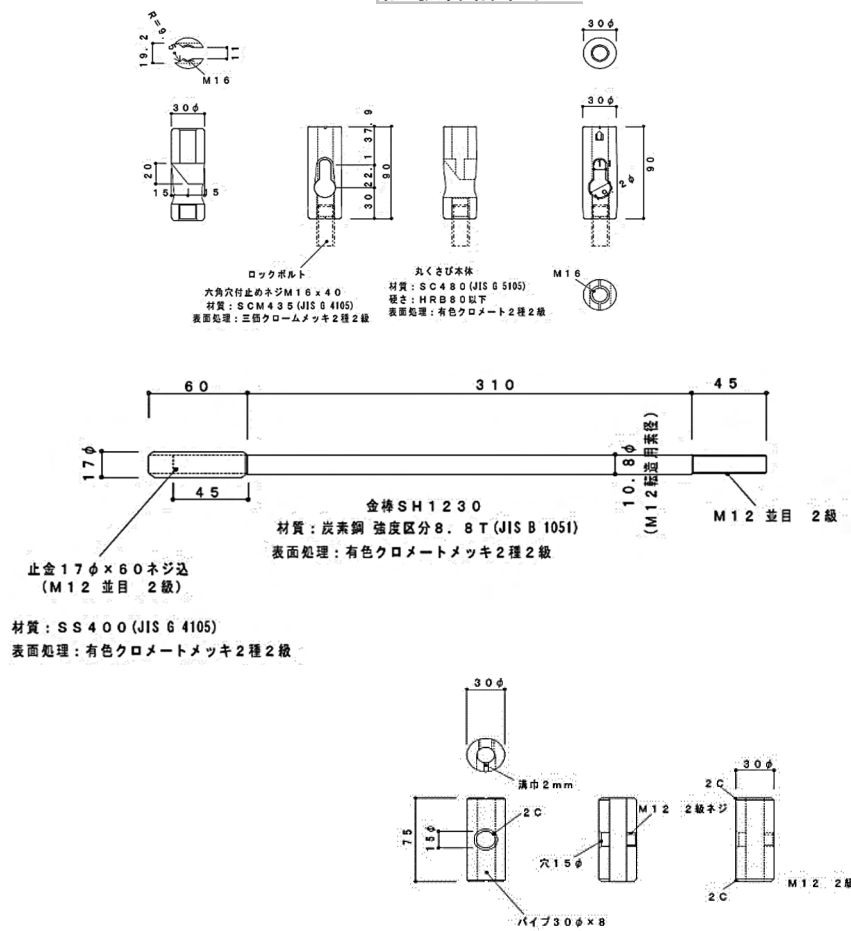


図22 部材内蔵型金物詳細図

NC1275
材質: STKM11A (JIS G 3445)
表面処理: 有色クロメート2種2級

表11 試験結果の一覧

(a) 各試験体の試験結果									
			予備試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
(1)	P_y	(kN)	18.9	18.2	18.9	19.3	24.1	19.4	23.6
(2)	$(2/3) \cdot P_{max}$	(kN)	24.7	24.2	28.5	26.2	27.4	27.1	29.6
	P_{max}	(kN)	37.1	36.2	42.7	39.3	41.2	40.6	44.3
	K	(kN/mm)	17.5	18.8	8.2	9.7	9.5	11.1	11.9
	δ_y	(mm)	1.1	1.0	2.3	2.0	2.5	1.7	2.0
	δ_{max}	(mm)	22.2	19.3	30.0	30.0	27.2	30.0	30.0
	δ_{T_0}	(mm)	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5
破壊状況			A	A	A,B	A,B	A	A	A,B

(b) 短期基準耐力T ₀ の算出結果						
		平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	平均値×ばらつき係数 (kN)	短期基準耐力 T ₀ (kN)
(1)	Py	20.6	0.125	0.709	14.6	14.6
(2)	(2/3)・Pmax	27.2	0.069	0.839	22.8	

注) 1.表中の記号の定義および短期基準耐力の算出方法は[付録1]、[付録2]による。

2.破壊状況および記号の定義を以下に示す。

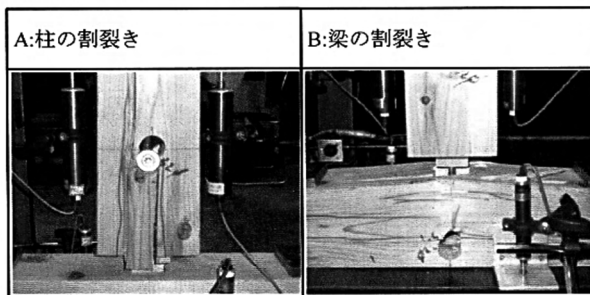


写真16

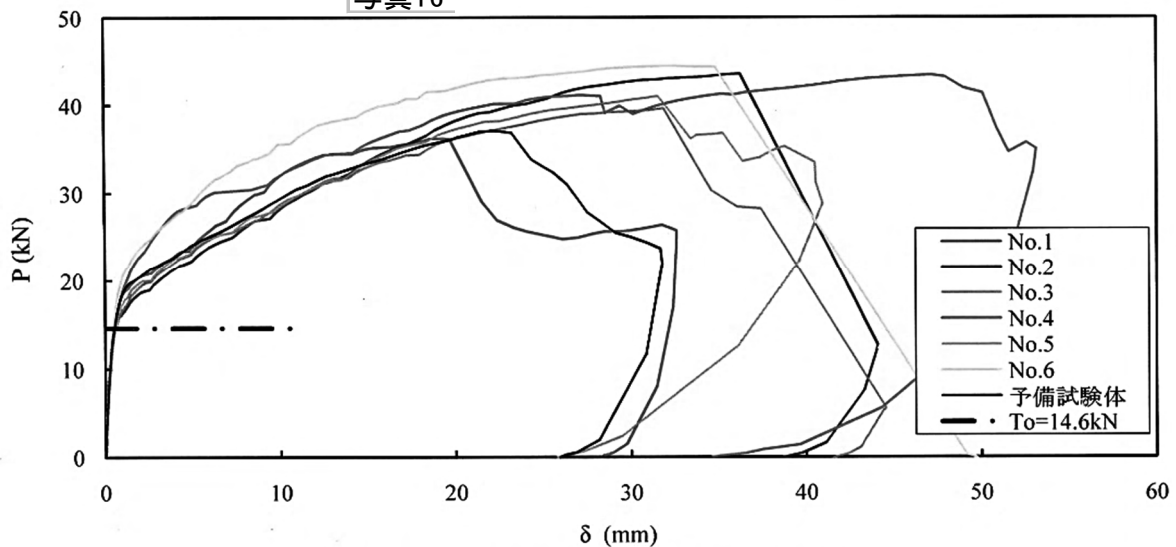


図23 P- δ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)

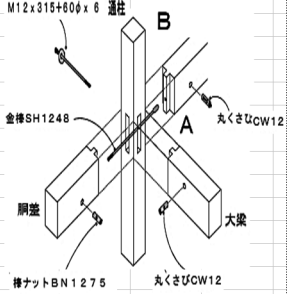
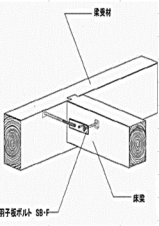
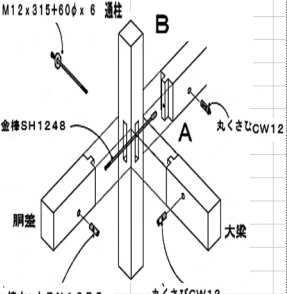
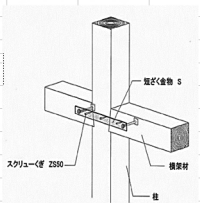
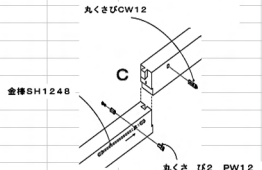
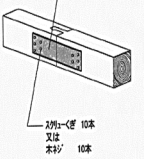
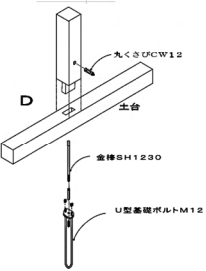
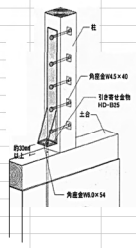
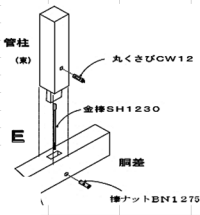
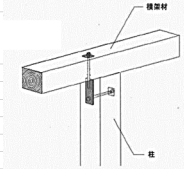
4.5.3 部材内蔵型金物による仕口・継手の構造特性

表 12 に示す様に、部材内蔵金物に対応する標準的な在来軸組工法に用いられる横架材接合部の金物(文献 10), 告示仕様金物)との短期基準耐力の比較は、全ての接合形式で部材内蔵型金物の方が上回っている。そのため一般的な大壁の在来軸組工法にも用いることは可能である。

そこで前項の 4.5.2 部材内蔵型金物による仕口・継手の実験結果の $P-\delta$ 関係図の包絡線(図 11, 14, 17, 20, 23) から A~E 接合部の $P-\delta$ 関係の模式図(図 24)を作成した。この図からも分かるように各接合部は初期変位が 2~5mm であり、塑性域の変位は 13mm~28mm であり、耐力が落ちずに変位が増大している。これは各接合部とも図 5 に示す様な木のめり込みによるものである。

図 24 の左の図は接合部の接合する木部材相互の繊維方向の関係を示している。木部材の繊維直行方向と繊維直角方向のめり込みの基準強度の比は 2 : 1 である。A と E の接合部は繊維直行方向+繊維直角方向であり、基準強度は 2 : 1 の関係になっている。それは $P-\delta$ 関係は図 24 の様に弾塑性域を示す 2 次線が表れている。しかし、B, C, D の接合部は繊維直行方向+繊維直行方向の基準強度は 1 : 1 関係である。そのため模式的には 2 次線はなく、1 次線から塑性域につながっている。この様に部材内蔵型金物の力学特性は塑性域が長い性状を示している。

表 12 部材内蔵金物と告示仕様金物¹⁰⁾の強度比較

部材内蔵型金物	短期基準耐力	告示仕様金物
	<p>17. 2kN > 10.1kN</p>	
	<p>18. 3kN > 7.5kN</p>	
	<p>20. 3kN > 15. 9kN</p>	
	<p>28. 8kN > 25.01kN</p>	
	<p>16. 4kN > 10. 1kN</p>	

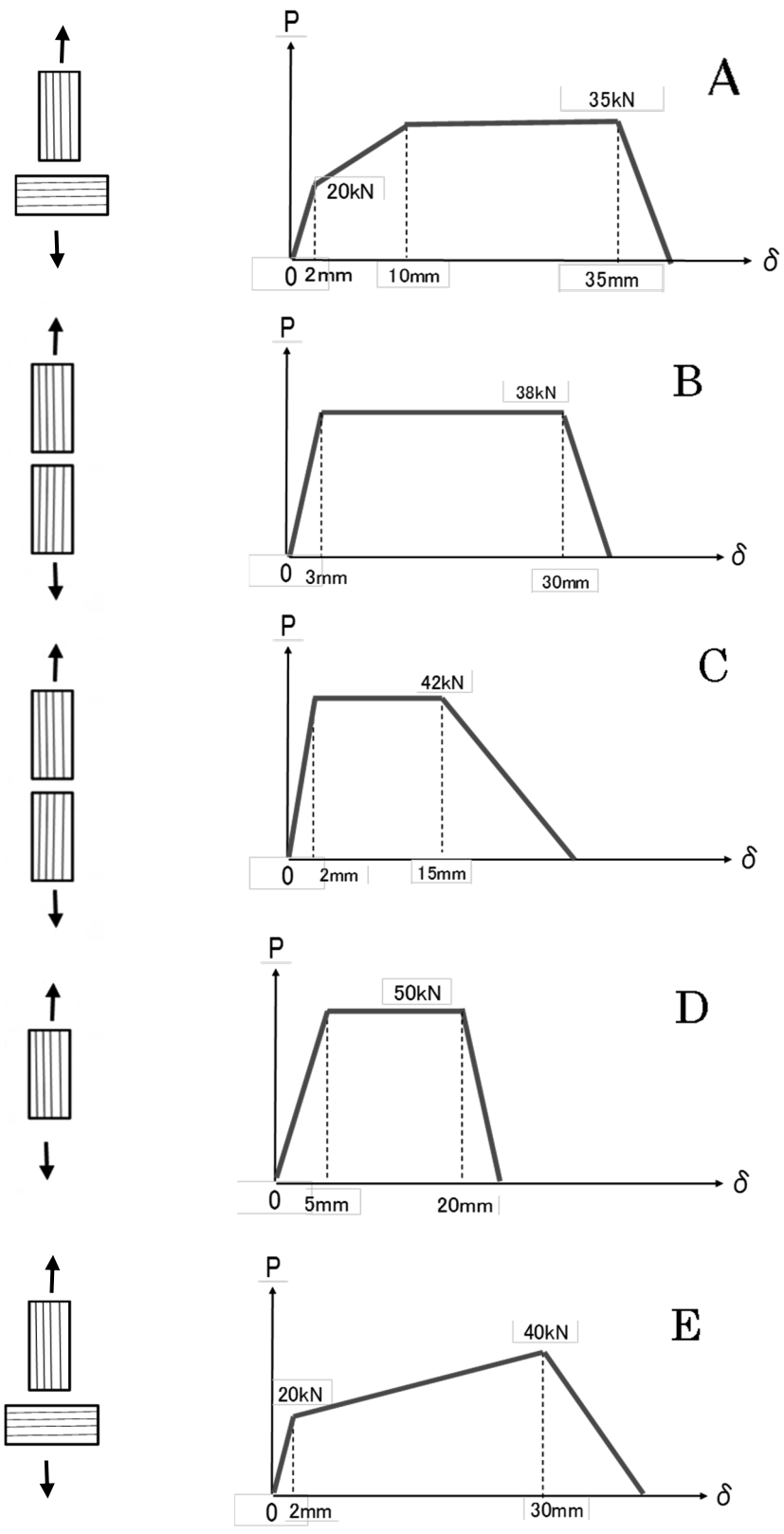


図 24 部材内蔵型金物による A~E 接合部の $P-\delta$ 関係の模式図

4.6 まとめ

本開発の部材内蔵型金物は羽子板ボルトと同様に、柱-梁仕口、梁-梁仕口、梁-梁継手など幅広い接合部に使用でき、在来の羽子板ボルトにはない以下のような特徴がある。

(1) 部材内蔵型金物の特徴

下記の様に部材内蔵型金物は、木造軸組真壁構造の補強金物として、実用性が高いことが確認できた。

- 1) 接合部材の応力の偏心が起こりにくい。
- 2) 部材に内蔵されるため、結露や熱橋が起こりにくい。
- 3) 乾燥収縮やクリープによる部材の隙間を直すことができる。
- 4) 部材加工は市販のドリルで加工ができて断面欠損も少ない。

(2) 部材内蔵型金物仕口接合部の力学的特性

梁柱接合部試験体について行った実験結果について以下にまとめる。

- 1) 部材内蔵型金物仕口の荷重変位曲線は、原点0から始まる。それは部材内蔵型金物が木部材と緩みなく接触しているためである。
- 2) 降伏前は部材内蔵型仕口の剛性が羽子板ボルト仕口よりも高い。
- 3) 短期基準耐力は、部材内蔵型仕口の場合には14.6kNであり、羽子板ボルト仕口の場合には7.5kNである。
- 4) 降伏後は部材内蔵型金物仕口の場合の変位は大きく増大し、耐力もそれに伴い漸増する。これは部材内蔵型金物周辺のめり込み応力と、塑性に伴うひずみ硬化特性の影響と考えられる。

この様な部材内蔵型金物の接合部性能は、古民家と同様な塑性域が長い変形性能を有する木造軸組の金物として、開発する地域材住宅に利用することは可能である。

参考文献

- 1) 佐道健：木のメカニズム、養賢堂、1995.7
- 2) 岩田純明・宇都宮直樹：木質在来工法用接合金物、日本建築学会、大会学術講演梗概集（東海）、22008、2003.9
- 3) （財）日本住宅・木材技術センター、木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版）、p. 72、p. 579、p. 580、p. 582、2008
- 4) 建築技術、pp. 126（図 6）～127、1995.11
- 5) 日本建築学会、木質構造設計基準・同解説（許容応力度・許容耐力設計法）、pp. 26～33、2009.3
- 6) 杉山英男編著：木質構造第 4 版、共立出版、pp. 255～262、2012.3.15
- 7) 日本建築学会、木質構造基礎理論 p. 41、pp. 86～103、2010.12
- 8) 棚橋秀光・大岡優・伊津野和行・鈴木祥之：木材のめり込み降伏メカニズムと均等めり込み弾塑性変位の定式化、日本建築学会、構造系論文集第 76 巻第 662 号、pp. 811～819、2011 年 4 月
- 9) 後藤一雄：羽子板ボルト接合耐力の実験報告、日本建築学会、大会学術講演梗概集（近畿）、2764、1980.9
- 10) （財）日本住宅・木材技術センター、木造住宅用接合金物使い方、平成 13 年 4 月

第5章 地域材住宅の真壁による耐力壁の開発と力学特性

5.1 真壁用木製パネルの開発と力学的特性

5.1.1 はじめに

現代の木造軸組住宅の一般的な耐力壁¹⁾は、筋違いや面材の合板や石膏ボードを使う大壁のことが多い。それに対して山の本を利用する真壁の落とし込み板壁²⁾（建設省告示 1100 号、以後、告示仕様の真壁）がある。この落とし込み板壁は1枚ずつ厚板をダボで連結しながら柱の芯に落とし込んでいく方法である。落とし込み板壁の壁倍率は柱相互の間隔が 1.80m で 0.6 である。他の告示仕様による真壁の壁倍率は柱相互の間隔が 1.0m で合板張り 2.5、石膏ボード張り 1.5 である。落とし込み板壁の壁倍率は他の告示仕様による真壁の耐力壁より低い。そのため落とし込み板壁で造る家は壁量が不足しがちである。そこで改良した落とし込み板壁も提案³⁾されている。この改良案では2枚の厚板をそれぞれ柱の両外面にそろえて、1枚ずつダボで連結しながら、現場にて柱間に取付けていく方法である。

開発する地域材住宅の壁は、第2章2節で考察した③真壁の構造特性を持つ、工場製作する落とし込み板壁である。この落とし込み板壁は既往の現場施工となる様な厚板とダボは使わず、厚さが薄いスギの小幅板で真壁のパネル化を図ったものである。

（以後、真壁用木製パネル）現場で真壁用木製パネルをただ単に軸組内に落とし込んだ真壁の耐力壁を組み立てるだけにして、現場の合理化を図ったものである。本章の目的は、この開発した真壁用木製パネルで構成する耐力壁と、従来の合板張り大壁の耐力壁の面内せん断試験を行い、大変形域までの力学的特性を検証して実用可能なことを確かめることである。

5.1.2 部品化による真壁用木製パネルの機能

部品化の機能を鑑みて、開発目標とした耐力壁を構成するための真壁用木製パネルの機能を下記にまとめる。

- (1) 真壁用木製パネルを工場で製作して、現場で軸組の間に落とし込んで真壁の耐力壁をつくる。工場製作により材料や労力の無駄を省き、精度よく作れて強度のバラツキも少なくなる。
- (2) 真壁用木製パネルにスギ小幅板を利用するのは、製材時の残材や間伐材の有効活用を図るためである。
- (3) 真壁用木製パネルは開口部を除き 1P(909mm)間隔に配置し、柱と土台や胴差の軸組内にはめ込む、標準化したパネルである。
- (4) 1階と2階の階高も標準化を図り、真壁の耐力壁と交換可能にするため、既製のサッシの高さに合わせた寸法（内法間隔を土台と胴差では2275mm、胴差と軒桁は2075mm）にする。この階高は一般的な住宅の階高2700mmよりも低いので剛性を高められる。
- (5) 壁の作業を現場での組み立てだけにするため、現場作業となる筋違いや合板張り大壁の耐力壁などとの混用は避ける。これは耐力壁の種類により大変形域での構造特性が異なることを回避するためでもある。
- (6) 柱梁の接合金物は第4章、図1の様な従来の部材の外面に取り付けるホールダウン金物や羽子板ボルトでは、真壁用木製パネルと干渉するため、第4章、表5の部材内蔵型金物を使用する。

5.1.3 真壁用木製パネルの概要⁴⁾

真壁用木製パネルの仕様を図 1、図 2 に示す。スギ小幅板をパネル化するために、縦棧、中棧スギ 30mm×40mm と上棧、下棧スギ 30mm×40mm の下地の両側に、本実加工された厚さ 12.5mm 働き巾 109mm のスギ本実板 1 枚の中心に、ステンレス仕上げ釘（線径 1.1mm×足長 35mm）1 本で 3 列に打ち付ける。縦棧と上下棧はパネル内の電気配線の間隔を 30mm に空けている。真壁用木製パネルの周囲の端部は、縦棧と上、下棧から 15mm ほどスギ本実板を柱や梁の軸組内に差し込むために出している。

真壁の耐力壁として利用する真壁用木製パネルはスギ板本実板を工場でパネル化（以後、真壁用木製パネル）する。真壁用木製パネルを現場で開口部を除き 3 尺（909mm）間隔に建てる柱と土台や胴差の横架材の内法間にはめ込むようにしている。真壁用木製パネルの高さは無開口壁、腰壁などの高さに合わせ、正確に納まるサイズに規格化する。この部品化された真壁用木製パネルは、工場加工のため、材料に無駄がなく、強度のバラツキも少ない。また、本実加工のスギ板は製材の残材や間伐材から作るので木材資源の有効活用が図れる。

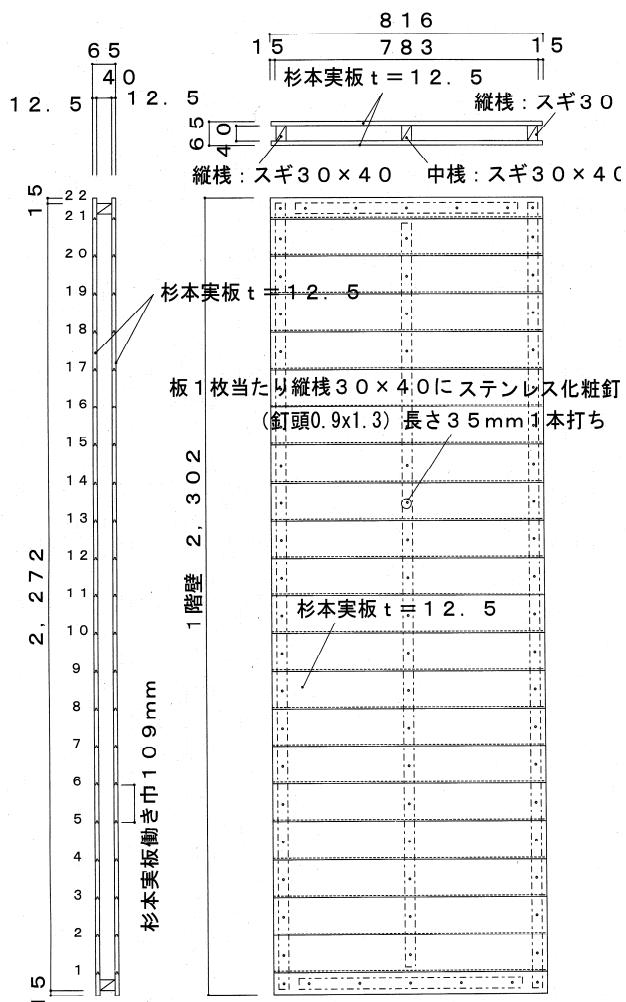


図1 真壁用木製パネルの形状

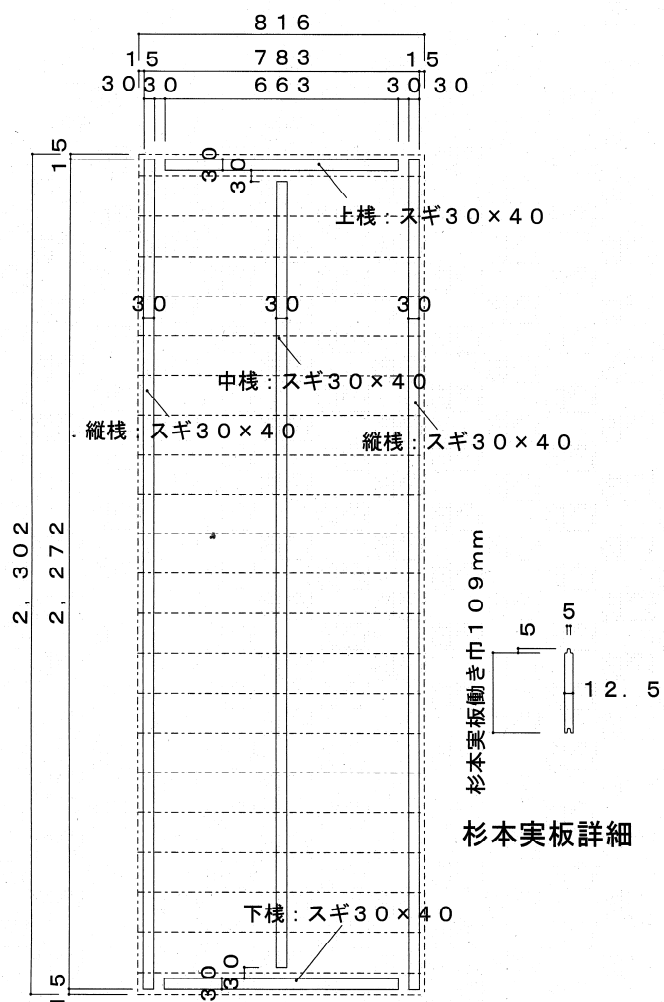


図2 真壁用木製パネルの下地

5.1.4 真壁用木製パネルと協働する軸組

現場の建て方において、真壁用木製パネルは柱や梁の軸組を組み立てると同時にその軸組内にセットされる。あらかじめ柱と梁や土台の横架材の側面に真壁用木製パネルのスギ板本実板端部を差し込むための巾 15mm 深さ 15mm の溝を 2 列平行に間隔 37mm にして設けている。この溝の底とスギ板本実板端部は 3mm のクリアランス（隙間）があるようにしている。縦桟と上桟の杉 30mm×40mm と横架材の側面も 3mm のクリアランスを設けている。このように真壁用木製パネルは柱や梁、土台のフレームに接合せず、単に組み込むだけにしたことが大きな特徴である。

各々の試験体は図 3 の共通仕様の軸組を下記の様に製作して実験を行った。共通仕様の軸組の部材寸法は、実際の施工に合わせて、柱（スギ 120×120mm）と土台（スギ 120mm×120mm）及び胴差（スギ 120mm×240mm）である。樹種、等級はすべてスギの建築基準法施行令に定める無等級材の栃木県産材を使い、土台の平均密度は 0.44 で胴差は 0.41 である。また含水率は平均で柱、梁が 14%，土台が 24% である。試験体の形状は実際の軸組に合わせて、柱、土台、胴差の横架材間の内法寸法を 1 階の壁高 2275mm に合わせ、壁の長さは壁の構成から、試験体の幅は 2P (2×909mm) にして、1P を各耐力壁の仕様で、残りの 1P は軸組のみとした。その理由は、本開発の構法では真壁用木製パネルによる全壁は必ず 1P にして、胴差は断面寸法を変えずに連続させて施工するためであり、実験で胴差の曲げ戻し効果を見るためでもある。

なお柱頭柱脚の緊結方法は、一般に用いられる接合金物は部材側面に取り付けるものが多く、木製真壁パネルは柱間に落とし込むので接合金物と干渉する。そのため、柱と土台及び胴差の仕口はホゾ差し (30mm×90mm) にして、写真 1、2、3 に示すような部材内蔵型金物⁵⁾を用いた。なお部材内蔵型金物は、図 4 の P- δ 関係の包絡線の様に繊維方向のめり込みで抵抗する特性があり、短期基準耐力 $T_0=17.2\text{kN}$ の評価（木造軸組工法住宅の許容応力度設計・2008 年版「第 6 章試験方法と評価方法」（財）日本住宅・木材技術センターによる）になっている。なお試験体の構成上、上述の金物にしているが、実際の施工では施工要領により、機能と性能が同じ第 4 章 5.1 節に示す部材内蔵型金物を使用する。

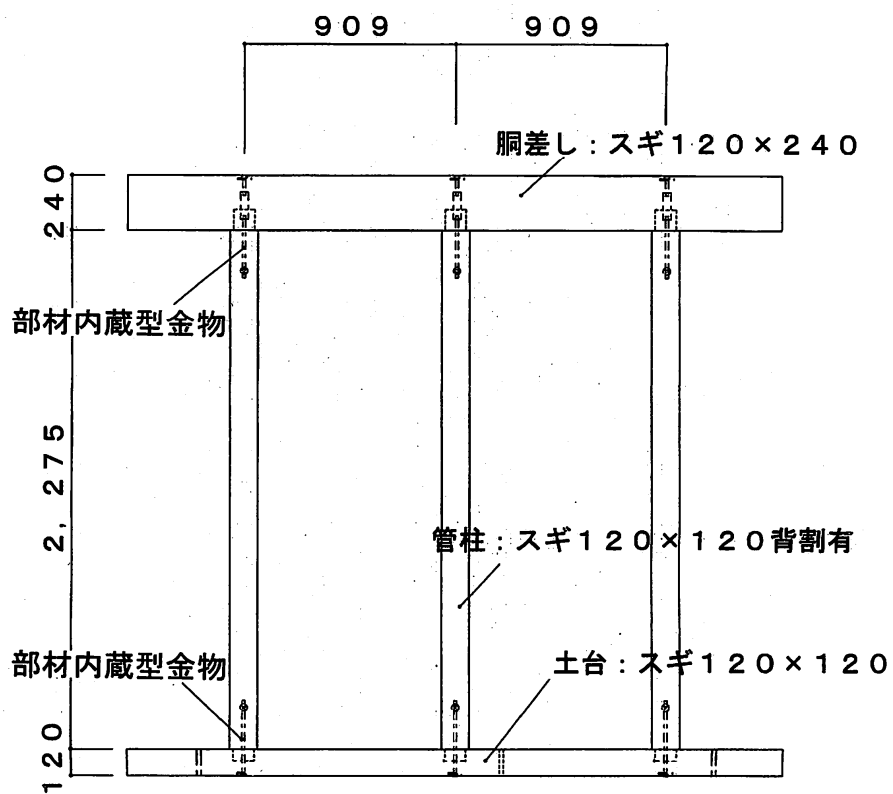


図 3 真壁用木製パネルを組み込むための共通仕様の軸組



写真1 部材内蔵型金物（柱脚）

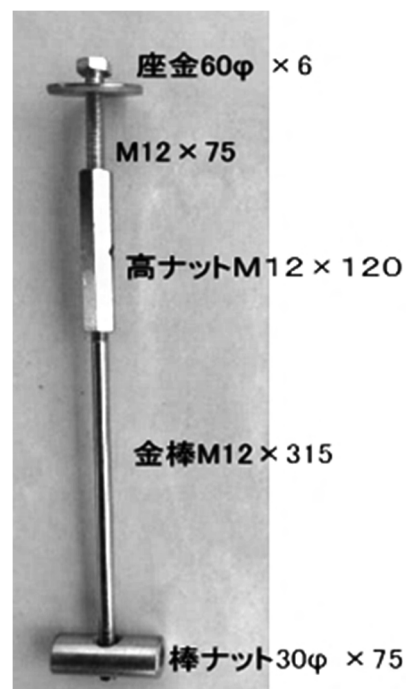


写真2 部材内蔵型金物（柱頭）

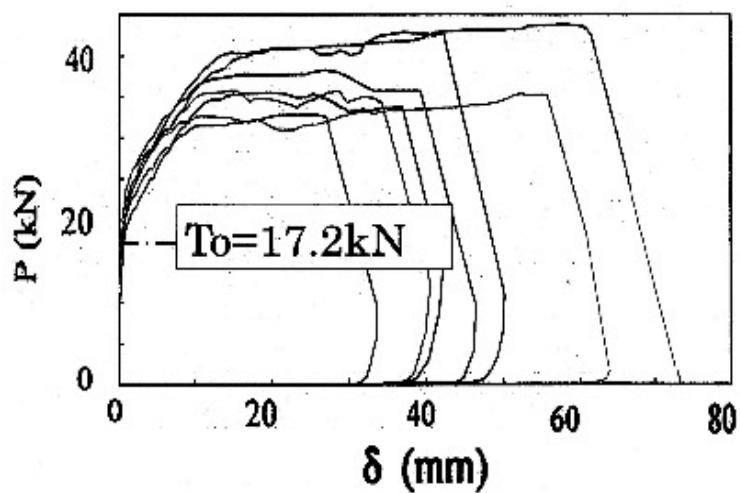


図4 部材内蔵型金物のP-δ関係の包絡線

(注) 第4章 A・片引きタイプ参照

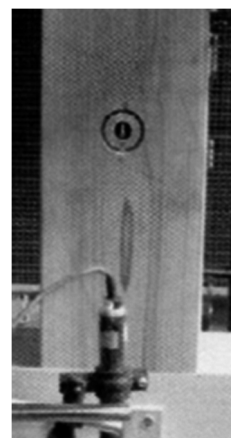


写真3 部材内蔵型金物外観

表1 部材内蔵型金物の短期基準耐力

	平均値 (kN)	変動係数	ばらつき係数	平均値× ばらつき係数	短期基準耐力 T0 (kN)
Py	21.1	0.079	0.817	17.2	17.2
(2/3)Pmax	24.1	0.090	0.789	19.0	

5.1.5 試験体の種類と仕様

(1) 試験体の軸組の共通仕様

試験体は面内せん断試験の力学特性を比較するため、柱、梁の軸組内に開発した真壁用木製パネルを組み込んだ軸組の耐力壁のW試験体（図 5）と真壁用木製パネルの両面にパーライトモルタル塗軸組の耐力壁のM試験体（図 8）と、それに対して在来の大壁の合板張り耐力壁のP試験体（図 9）の3種類である。

(2) 各試験体の仕様

前述の共通仕様の軸組でつくるW試験体、M試験体、P試験体、3種類の耐力壁の仕様を以下に説明する。

①W試験体の仕様

W試験体は図 1, 図 2 に示す真壁用木製パネル 1P を図 3 の軸組内に組み込んだ軸組の耐力壁である。真壁用木製パネルは、図 5 と図 6 に示すように軸組の柱や土台、胴差の溝に差し込み、柱や梁の軸組を組み立てる現場の建て方と同時にその軸組内にセットする。あらかじめ柱と胴差や土台の横架材の側面に真壁用木製パネルのスギ本実板端部を差し込むための溝（巾 15mm×深さ 15mm）を 2 列平行（間隔 37mm）に設けている。この溝の底とスギ本実板端部は 3mm のクリアランス（隙間）があるようにした。また縦桟スギ 30mm と柱面、及び上桟スギ 30mm×40mm と横架材の側面も 3mm のクリアランスを設けている。このように真壁用木製パネルは施工の合理化を図り、軸組とは釘やビスなどで緊結しないことが大きな特徴である。

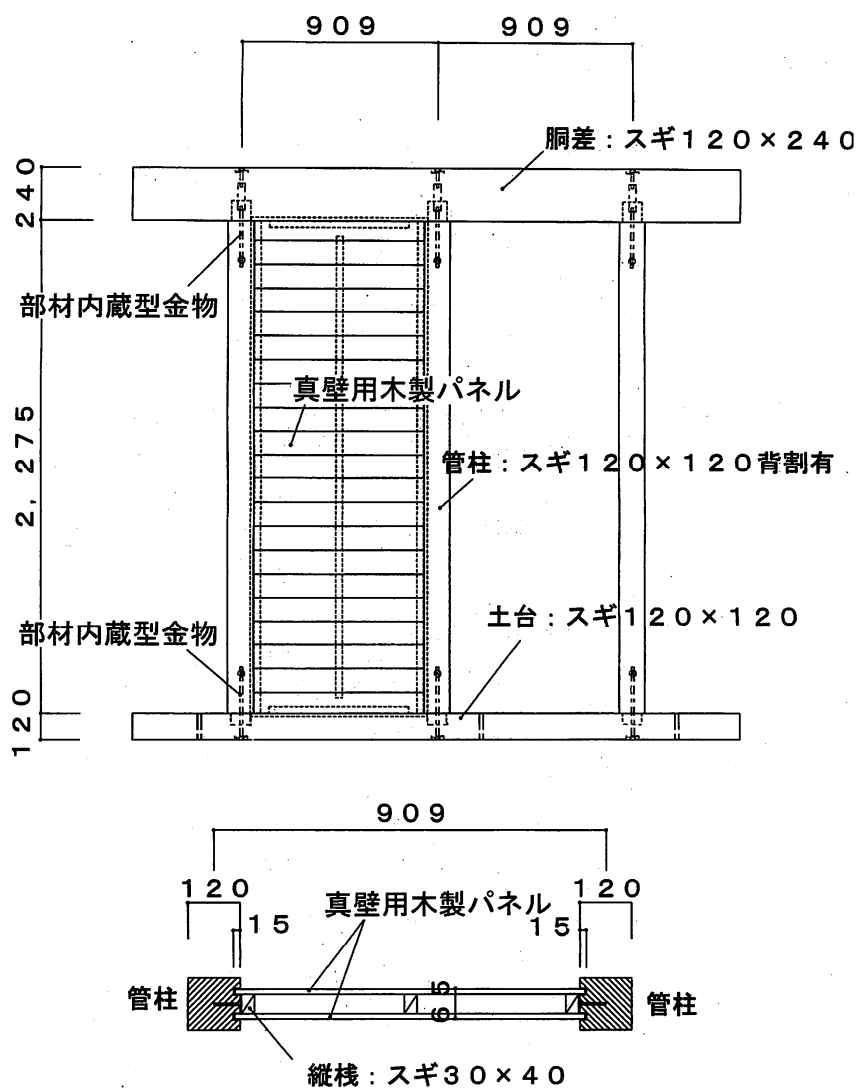
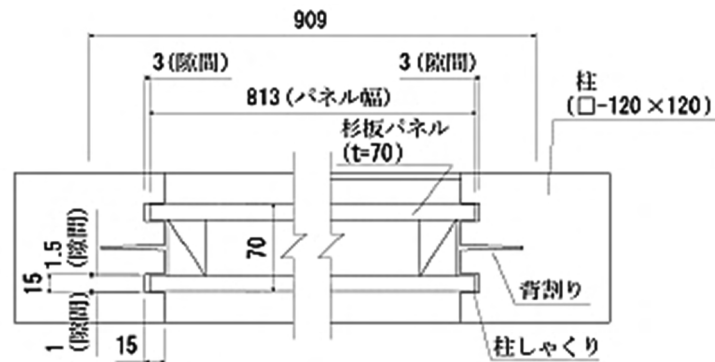


図 5 W試験体の寸法と仕様



【杉板パネルの柱の納まり】

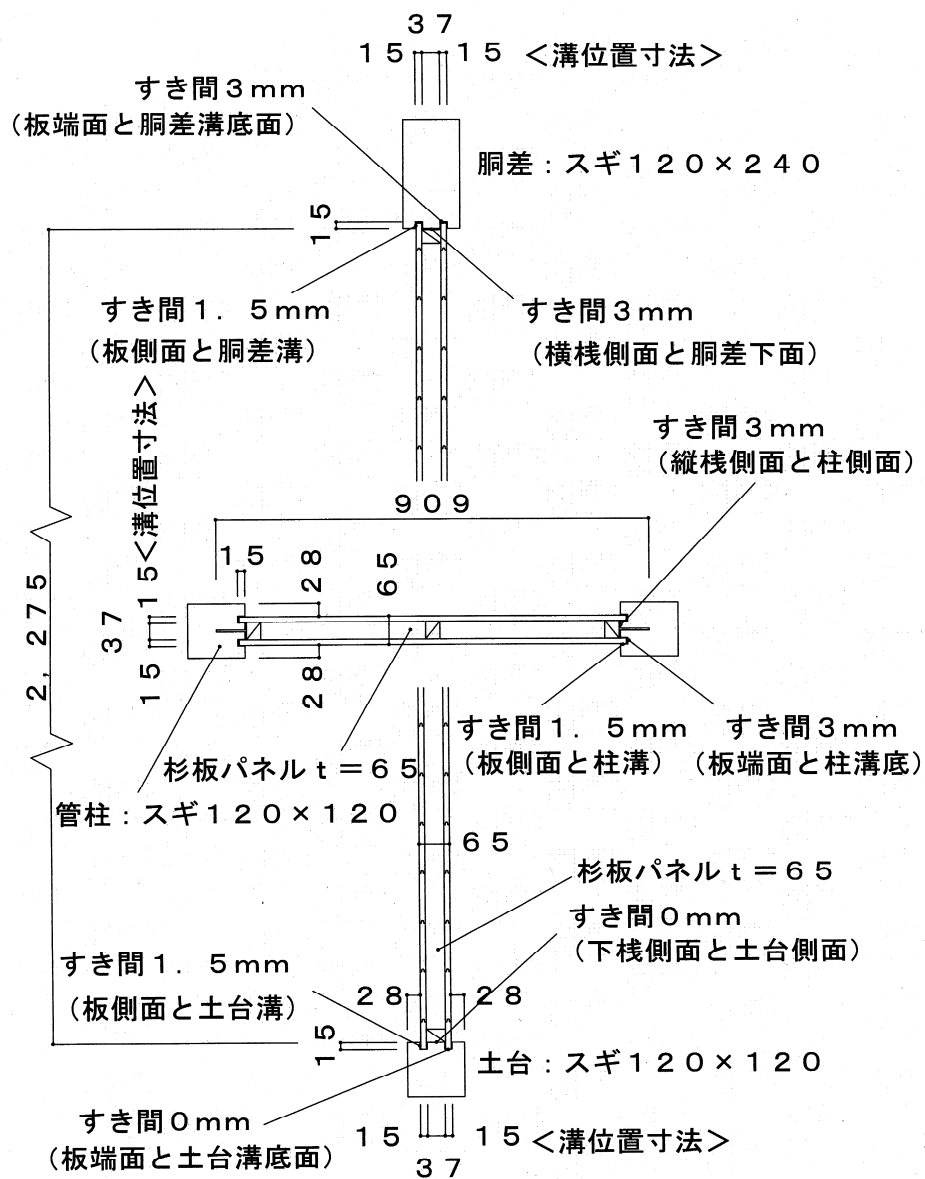


図 6 真壁用木製パネルと軸組詳細

②M試験体の仕様

図7に示すM試験体は真壁用木製パネルにパーライトモルタル塗りの壁である。この壁は主に外壁に使用する壁である。

W試験体の真壁用木製パネルの壁は、告示仕様の落とし込み板壁と同様に、剛性が低いことは明らかなので、M試験体の壁は真壁用木製パネルの両面にパーライトモルタルを塗って剛性を高めた壁にした。

塗り壁の施工要領は以下の通りである。アスファルト防水紙と波型ラスをステープル(巾10mm×長さ10mm、間隔100～150mm)で止めた上に、パーライトとセメント(容量比3:1に水を0.95配合)を練り込み、厚さ20mmを2層に分けて仕上げる。試験日までの養生日数は25～35日である。

なお、塗り壁材として一般的な川砂とセメントによるセメントモルタルを利用せずに、パーライトモルタルを選定したのは以下の点からである。

表2に示すようにパーライトモルタルの密度は1.18であり、一般的な川砂とセメントによるセメントモルタル2.10と比べると、その重量はパーライトモルタルの方が1/2と軽い。パーライトモルタルの密度は1.18であり、セメントモルタルは2.10である。そのため、壁の重量はパーライトモルタルの方が約1/2と軽くできる。これは建物の重量を減らすことから、耐震性が高まることになる。

表2 セメントモルタルとパーライトモルタルの特性値

名称	成分	密度	28日圧縮応力度	熱伝導率
	配合(容積比)	g/cm ³	N/mm ²	W/mK
セメントモルタル	セメント:川砂	2.1	33.7	1.5
	1:03			
パーライトモルタル	セメント:パーライト	1.18*	9.3*	0.13
	1:03			

*印は栃木県林業センターの試験による

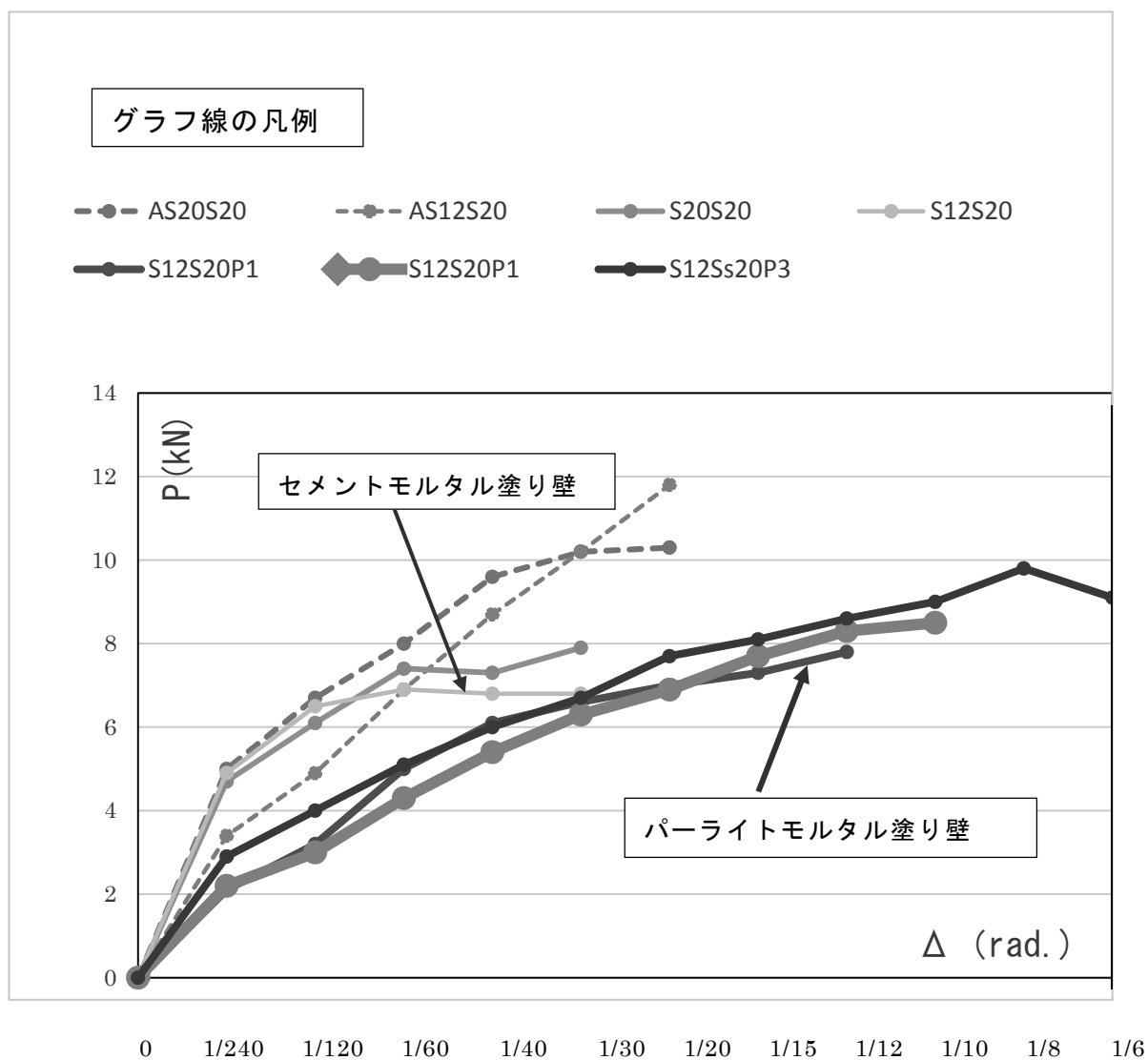


図 7 各種モルタル塗り壁の P- δ 関係の曲線

表 3 各種モルタル塗り壁の仕様

AS20S20	足固め付	落とし込み杉厚板	砂+セメント S3 t=20
AS12S20	足固め付	落とし込み薄板パネル	砂+セメント t=20
S20S20		落とし込み杉厚板	砂+セメント t=20
S12S20		落とし込み薄板パネル	砂+セメント t=20
S12S20P3		落とし込み薄板パネル	セメント+パーライト P3 t=20
S12S20P1		落とし込み薄板パネル	セメント+パーライト P1 t=20
S12Ss20P3		落とし込み薄板パネル	スペインシッキイ+パーライト P3 t=20

表 2 の様に圧縮強度がパーライトモルタルはセメントモルタルの 1/3 と小さいため、それで作る壁の剛性も低くなることが予想された。そこでは杉板の厚板あるいは貫の薄板を下地にした、セメントモルタル塗りの壁とパーライトモルタル塗りの壁の P- δ 関係の試験を行った。その結果、図 7 のグラフが示す様に、耐力はパーライトモルタル塗り壁の方がセメントモルタル塗り壁よりも低いが、パーライトモルタル塗り壁は変形と共に耐力は低下することなく増加していく。この様にパーライトモルタルの圧縮強度が低いことは、土壁と同様に初期剛性が低い変形が許容できる性状^{6), 7), 8)}を持つものと考えられ、木のめり込み剛性に同調する壁として、本開発の地域材住宅の塗り壁材はパーライトモルタルにした。

なお断熱性能を評価する熱伝導率は、セメントモルタルで 1.50 W/mK であり、パーライトモルタルで 0.13 W/mK である。パーライトモルタルが 10 倍程断熱性能は高く優れている。表 2 に示すように熱伝導率はセメントモルタルで 1.50 W/mK、パーライトモルタルは 0.13 W/mK であり、パーライトモルタルの方が 10 倍程断熱性能は高い。

またパーライトモルタルは鉄骨造の耐火被覆に使われるように、防火性能が高い。外部に柱梁を表す真壁造でもパーライトモルタル塗の外壁で作る建物は、建築基準法第 2 条第 8 項による防火構造になり、木造でも準防火地域に建設できる(建築主事等との事前協議を要する)可能性があることも利点である。

この様に塗り壁材にパーライトモルタルを選定したのは防火性、断熱性、軽量性が一般的なセメントモルタルよりも壁材として優れているからである。

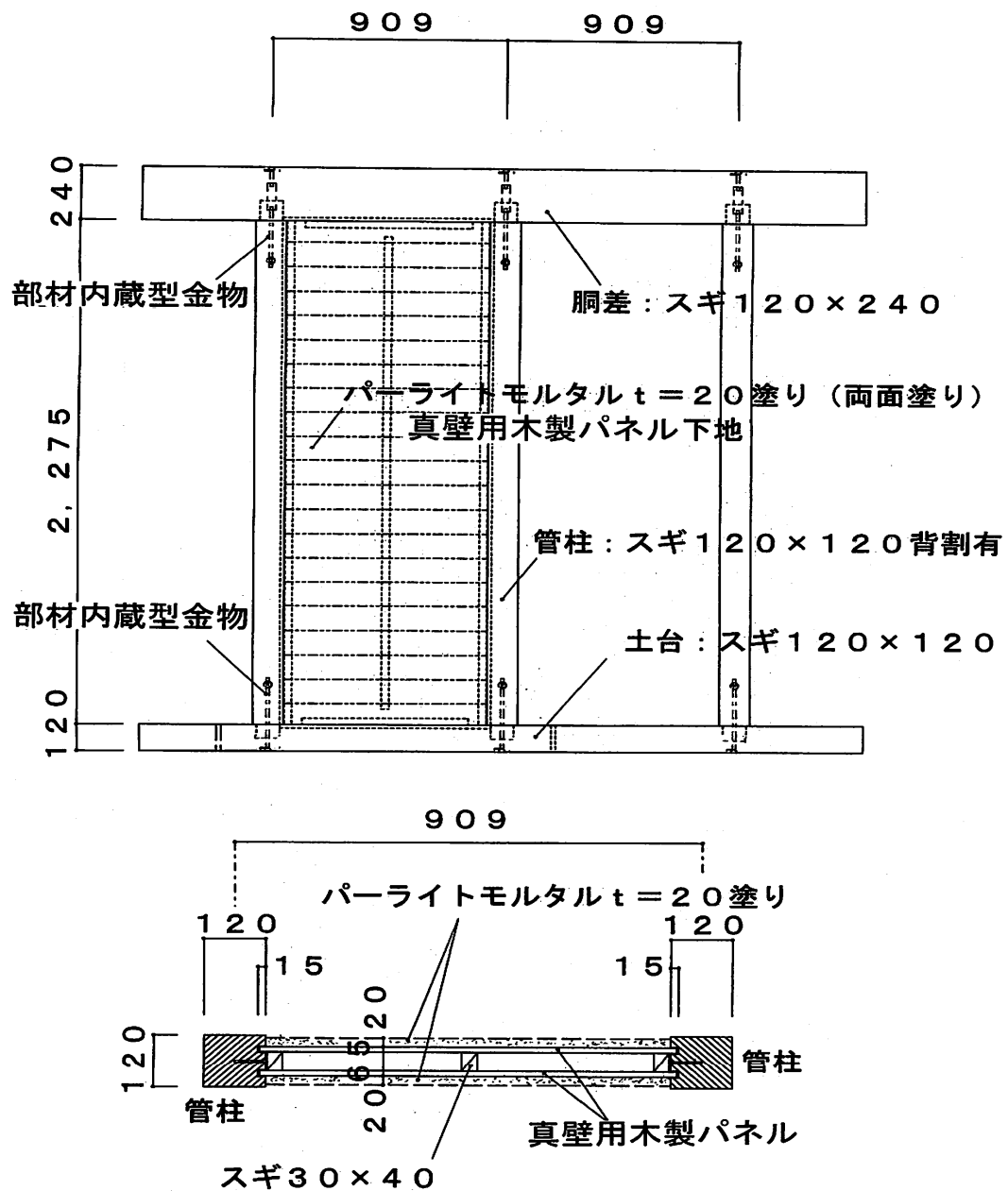


図 8 M試験体の寸法と仕様

③ P 試験体の仕様

P 試験体は図 9 に示すように軸組の 1P に針葉樹構造用合板（厚さ 9mm, 巾 909mm×高さ 2395mm）をつなぎ目無しで柱、土台、胴差および間柱（スギ 30mm×120mm）の片面に釘 N50 を使い 150mm 間隔に打ち付けた大壁の耐力壁である。

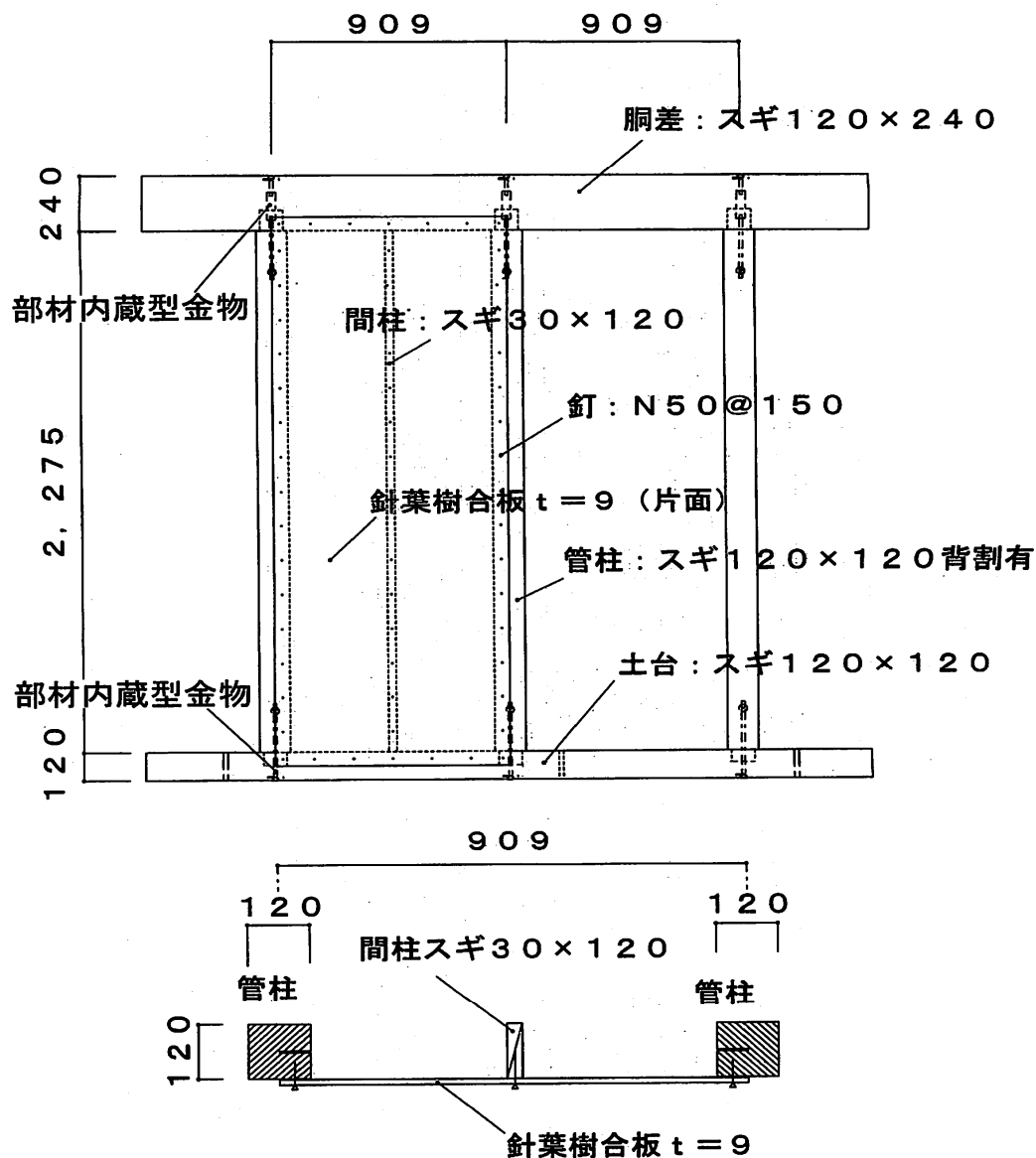


図 9 P 試験体の寸法と仕様

5.1.6 試験方法

本節の面内せん断試験は壁倍率算定用の試験ではなく、限界耐力計算^{9), 10)}による評価に必要な大変形時の挙動を観察するための実験である。そこで柱脚部の早期の破壊を防ぎ、大変形域までの壁の挙動を観察するため、上載荷重は載せないこと¹¹⁾にした。また3本の柱と土台の取り付けは部材内蔵型金物を用いた。図10に示す様に、鋼製試験台と試験体の土台は3箇所それぞれM16のアンカーボルトを1本用いて緊結し、土台端部にストッパーを設けて水平移動を拘束した。試験体の面外への振れ止めは柱の両側から試験体が撓動できるように、スペースを確保するための板材を鋼材で挟む方法にした。加力方法は最大50kN、最大ストローク500mmのオイルジャッキを用いて加力治具を介して横架材に水平力を加える方法によった。荷重値の検出には最大容量20kNのロードセルを用いた。変位計は図10に示す位置に設置した(DT1~DT5)。加力履歴は見かけのせん断変形角 γ が1/480, 1/240, 1/120, 1/60, 1/45, 1/30, 1/20, 1/15, 1/10までを正負交番1回ずつ行い、最後はジャッキをストロークの限界まで引いて終了とした。

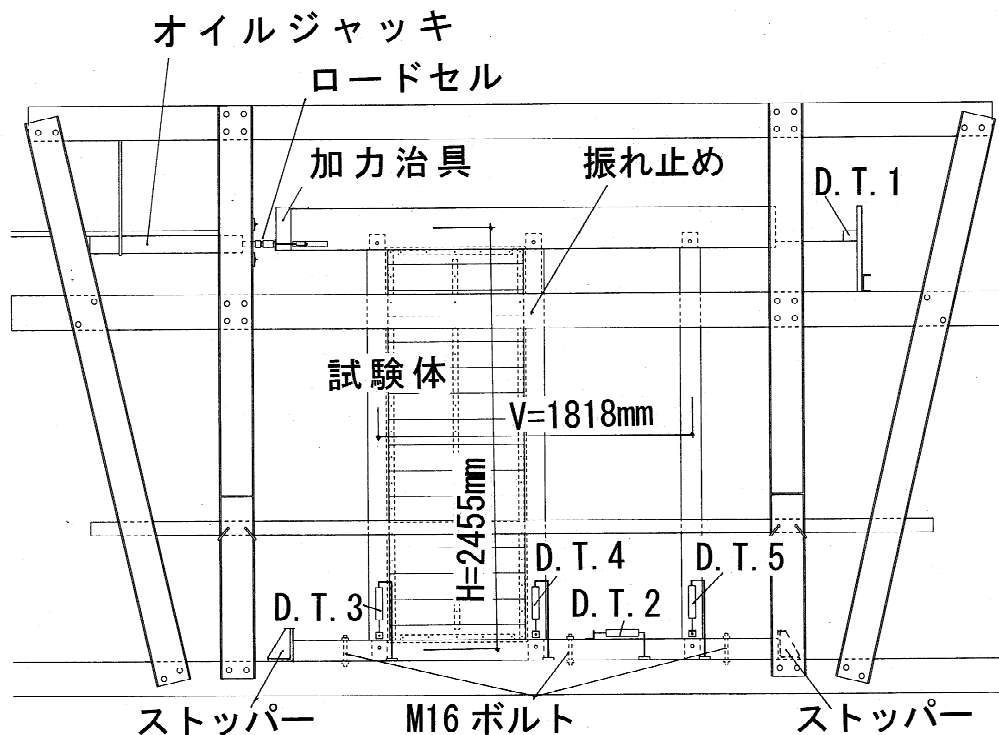


図10 試験装置と試験体の設置

5.1.7 試験結果と考察

W試験体、M試験体、P試験体の面内せん断試験結果の $P-\delta$ 関係の骨格曲線（見かけのせん断変形角を DT3, DT5 の計測値から真のせん断変形角に補正）を図 11 に示す。また、図 11 から読み取った特性値と壁倍率を表 4 に示す。なお、以下の考察は定量的に検討したのではなく、実験の計測と観察による知見から定性的に判断した。

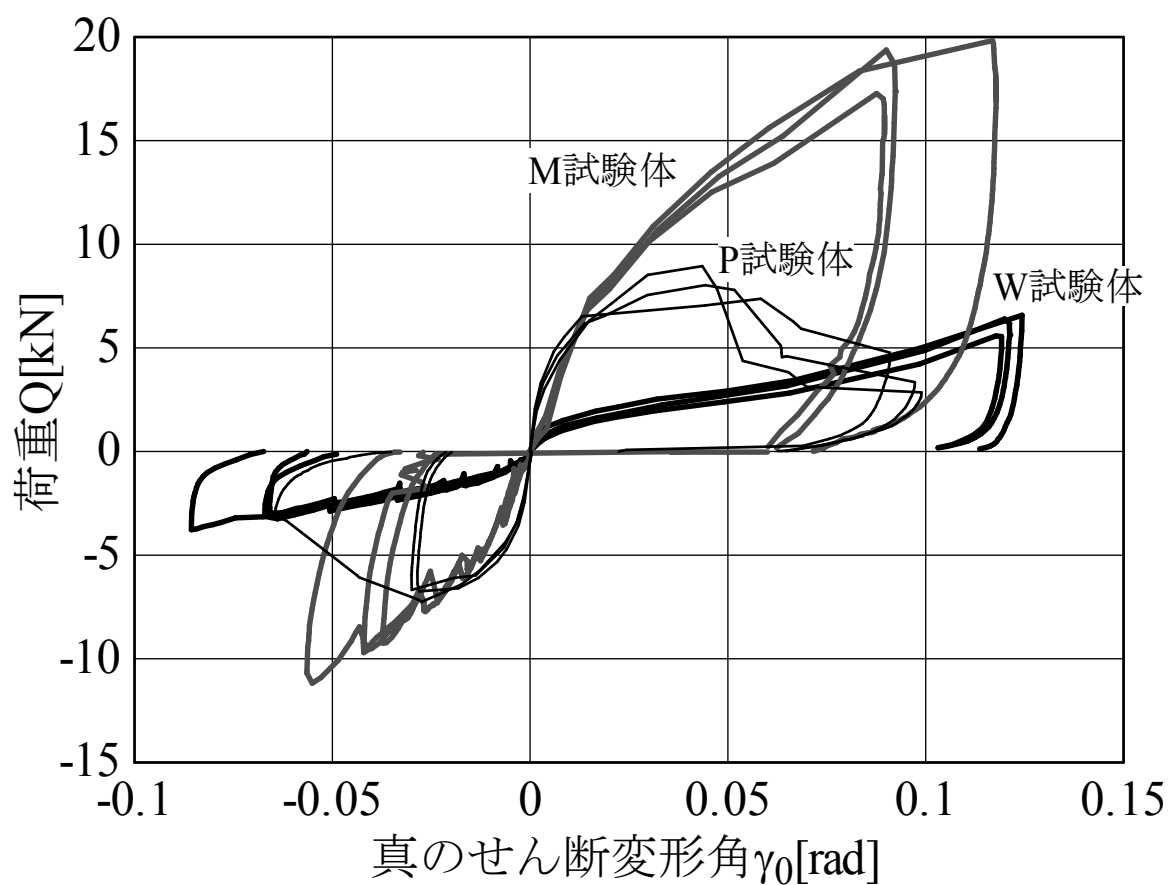


図 11 各試験体の P- δ 関係の包絡線の比較

表 4 各試験体の特性値と壁倍率

試験体	Pmax (N)	K (10^3 N/rad)	Py (N)	Pu (N)	μ	0.2Pu/Ds (N)	(2/3)Pmax (N)	P ₁₂₀ (N)	P ₀ (N)	壁倍率
										平均
W-1	2192	92.1	1396	2192	2.793	939	1861	1040	704	0.39
W-2	3442	146	1675	2814	3.433	1363	2295	1500	1022	0.57
W-3	3255	109	1491	2572	2.793	1102	2170	1182	827	0.46
M-1	19375	329	9245	16073	2.220	5962	12917	4013	3010	1.69
M-2	17275	330	8701	14365	2.298	5448	11517	3732	2799	1.57
M-3	19825	341	9469	17160	2.570	6983	13217	3466	2600	1.46
P-1	7375	749	4099	6863	8.584	5519	4917	5082	3074	1.72
P-2	8025	574	4590	7287	4.961	4353	5350	4663	3265	1.83
P-3	8950	513	4628	8064	3.222	3763	5967	4461	2822	1.58

壁倍率は $D_s = 1/\sqrt{2(\mu - 1)}$, ばらつき係数 : 0.75, $\alpha = 1$ として $P_a = P_0$, 壁長 : 0.91m により求めた。



写真4 スギ本実板による柱溝底のめり込み跡との相互のズレ

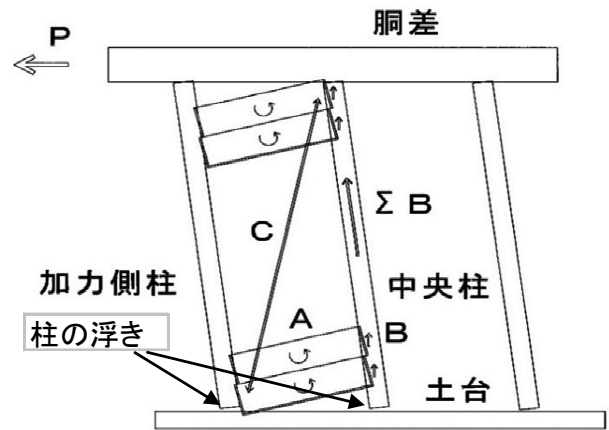


図12 板の挙動



写真5 W試験体の0.125radの最終変形時



写真7 W試験体上部



写真8 W試験体下部



写真6 柱頭隅角部洞差へのめり込み



写真9 柱脚隅角部の柱の浮き

①W試験体の結果と考察

W試験体は各試験体とも、スギ本実板の相互のズレおよび柱と土台接合面の傾きが0.01rad 近辺で発生した。初期剛性は平均で87kN/rad (P試験体の約19%) と低位を示す。0.02rad 時に スギ本実板の加力側柱脚部の土台へのめり込みが発生した。その後も柱と土台接合面の傾きと真壁用木製パネルのスギ本実板のめり込み(写真4)が進展した。加力装置のストローク限界の0.125rad では6.5kNの耐力を示した。また真壁用木製パネルは軸組からの外れもなく(写真5, 写真7, 写真8)耐力低下もなかった(図11)。また中央柱の浮き上がりからか、加力側柱と中央柱の柱頭の端面角による胴差下端のめり込み(写真6)が確認された。なお既往の落とし込み板壁は、変形の初期において、落とし込み板相互と柱との接触面の摩擦¹²⁾でも抵抗するとされるが、W試験体は、真壁用木製パネルのスギ本実板を、柱の溝の深さと巾にクリアランスを設けて差し込んでいる。またスギ本実板を第5章1.3節で示す様に、細釘1本で止めており、スギ本実板どうしの拘束力は少ない。そのため部材間の摩擦の影響はほとんどないと考える。軸組の変形は、真壁用木製パネルのスギ本実板相互のズレ(写真4)により許容される。そのパネルのスギ本実板は、1枚毎に単独に回転(図12のA)し、中央柱のスギ本実板差し込み溝底を、スギ本実板端の下角で上向きのこじる力(図12のB)が生じる(写真4の柱溝底面のめり込み痕で分かる)。その総和の力(図12のΣB)が中央柱を浮き上がらせる(写真9右)ことになる。変形と共に軸組内のクリアランスがさらに減ると同時に、軸組による拘束力が強まり、真壁用木製パネル全体の剛性が高まる。それはスギ本実板の端面角と柱の板差し込み溝の底部への接触面のひずみ硬化¹³⁾により、さらにめり込み抵抗が高まる。その時にP-δ関係の包絡線の勾配は0.06rad 付近からわずかに急になり(図11)、真壁用木製パネルは対角方向圧縮抵抗力⁸⁾(図12)として機能し始め浮き上がりが生じるが、実際は上階の屋根や床の上載荷重との相殺から、軸組を押しつぶす様な上載荷重による影響は受けにくいと考えられる。この対角方向圧縮抵抗力(図12のC)により、真壁用木製パネルに付属する柱の浮き上がりが生じるが、実際は上階の屋根や床の上載荷重との相殺から、軸組が押されてつぶれる、ひしゃげる様な上載荷重による影響は受けにくいと考えられる。

②M試験体の結果と考察

M試験体は、W試験体の真壁用木製パネルにパーライトモルタルを塗った軸組の耐力壁であるが、初期剛性は平均で 333kN/rad とW試験体の約 3 倍と向上し、最大耐力も 17kN 以上を示した。

M試験体は変形の初期から、表面に塗ったパーライトモルタルと一体になった真壁用木製パネルは、剛体として自立していることが観察できた。その影響により、初期変位 0.01rad 付近（図 11）から加力側柱と中央柱の浮き上がりが始まっている。パーライトモルタル塗りの壁は、実験前の乾燥収縮によるひび割れはあるものの、最終変位時 0.125rad 時（写真 11）に全体的な塗り壁の損傷は見られなかった。また塗り壁と協働する真壁用木製パネルは、試験終了後のパーライトモルタルを塗り真壁用木製パネルにW試験体の様なスギ本実板相互のズレもなかった（写真 13, 写真 14）。しかし、加力側柱の柱脚と中央柱、柱頭の隅角部の塗り壁に著しいめり込み（写真 10, 写真 12 右、写真 15 左）が見られた。M試験体のパーライトモルタル塗りの真壁用木製パネルは、剛体として自立し、加力側柱の柱脚の土台と中央柱の柱頭の胴差隅角部を広げるような対角方向圧縮抵抗力（図 13）として働いている。その結果、真壁用木製パネルに付属する加力側柱と中央柱は浮き上がり、柱の端面と土台上端及び胴差下端に $10\text{mm}\sim 20\text{mm}$ の斜めの隙間（写真 12 左、写真 15 右）が生じている。M試験体もW試験体と同じように、真壁用木製パネルは対角方向圧縮抵抗力（図 13 の C）が生じ、上階の屋根や床の上載荷重との相殺から、軸組を押しつぶす、ひしゃげる様な影響は受けにくいと考えられる。



写真 10 塗り壁端面と土台のめり込み

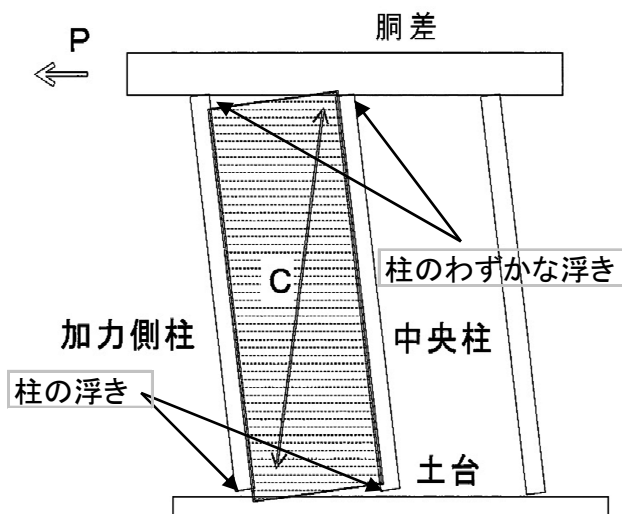


図 13 塗り壁の挙動

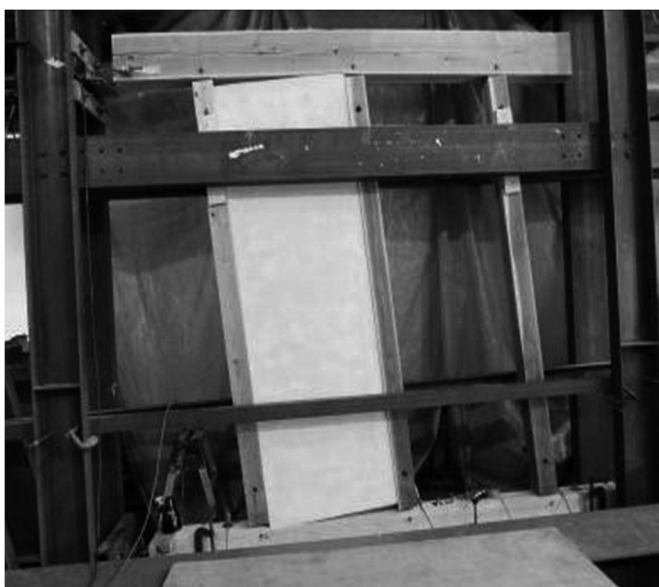


写真 11 M試験体 0.125rad 最終変形時の状況



写真 13 壁上部



写真 14 壁下部



写真 12 加力側柱頭部と柱脚部の浮き



写真 15 中央柱頭部と柱脚部の浮き

③ P 試験体の結果と考察

P 試験体は従来型の合板張り大壁の軸組による耐力壁である。初期剛性は平均で 612kN/rad と高いが、変形が進み 0.02rad 前後から合板を打ち付けている釘が徐々に抜け出ることが目視できた。 0.04rad 付近で最大耐力 8.1kN を示すと、合板が柱から浮いたため、急激に耐力低下（図 11）を起し、耐力は変形とともに低下した。より変形が進むと 0.07rad 前後で合板がはらみ、止め付けている釘から部分的に抜け出した。これ以上変形が進むと合板の耐力は期待できず、実際は上階の屋根や床の上載荷重は直接、軸組を押しつぶされる作用を受けると推察できる。

なお P 試験体の壁倍率は、平均で 1.71 表 4) であり、本論の試験方法の評価と若干異なり⁷⁾、告示仕様の真壁の壁倍率 2.5 よりも小さい。これはホールダウン金物を部材内蔵型金物の特性（図 4）から、接合部のめり込みによることが原因と考えられる。



写真 16 P 試験体 0.125rad 最終変形時の状況



写真 17 最終変形時の合板上部の状況



写真 18 最終変形時の合板隅角部



写真 19 合板中間部の浮き

表 5 に特定変位時における試験体の観察状況と耐力の経過を示す。この様にW試験体とM試験体の耐力壁は、真壁用木製パネルのスギ本実板を軸組に緊結せずに、軸組の溝に単に差し込まれているだけで、大変形域でも軸組内に納まり、圧縮筋違のような機能である対角方向圧縮抵抗により耐力が高まって行く。開発した真壁用木製パネルを軸組内に組み込むことで、大変形域でも靱性を発揮する耐震要素になり得ることが期待できる。

表 5 特定変位時の試験体の観察状況と耐力

試験体名	W試験体	M試験体	P試験体
仕様	真壁用木製パネル	真壁用木製パネル＋ パーライトモルタル	合板
初期剛性の比	0.19	0.54	1
0.01rad時の状態	柱端面の傾き	柱の浮き	釘の緩み
0.01rad時耐力	1.1kN	5.5kN	5.0kN
0.02rad時の状態	板のズレ	柱の浮き	釘の抜け
0.02rad時耐力	1.4kN	8.1kN	6.6kN
0.05(0.04)rad時の状態	板端面のめり込み	塗り壁のめり込み	合板の浮き
0.05(0.04)rad時耐力	3.0kN	13.3kN	8.1kN
0.125(0.07)rad時の状態	板端面のめり込み	塗り壁のめり込み	合板のはらみ
0.125(0.07)rad時耐力	6.5NN	17.0kN	4.5kN
注：（ ）内の変位はP試験体の変位を示し、各耐力は平均値を示す。			

5.1.8. まとめ

実大の真壁用木製パネルを組み込んだ軸組の耐力壁と、このパネルの両面にパーライトモルタルを塗った軸組の耐力壁の面内せん断試験結果と、その観察から以下のことを知り得た。

- ① 真壁用木製パネルを組み込んだ軸組の初期剛性は、従来型の合板張り大壁の軸組の耐力壁に較べると 20%程度である。このパネルの両面にパーライトモルタルを塗っても 50%程度である。
- ② せん断変形角が 0.04rad を超えると、従来型の合板張り大壁の軸組の耐力壁は釘が引き抜けて耐力が低下する。しかし、真壁用木製パネルを組み込んだ軸組では、試験機のストローク限界時 0.125rad においても剛性、耐力とも上昇を続けた。
- ③ 実験後に解体した試験体の真壁用木製パネルがせん断変形し、スギ本実板が階段状にずれて、その角が柱側面のスギ本実板を差し込む溝の底面に当たり、めり込み耐力を発揮していることが観察できた。
- ④ 軸組に組み込んだ真壁用木製パネルはストローク限界時 0.0125rad においても軸組から外れることはなかった。
- ⑤ 真壁用木製パネルは 0.06rad 付近から、パーライトモルタル塗り真壁用木製パネルは初期変位時から、両方とも終局時まで圧縮筋違いの機能を有している。
- ⑥ 圧縮筋違いの様な機能を有する、真壁用木製パネルに付属する柱は、引き抜き力が生じている。
- ⑦ 真壁用木製パネル入り軸組とパーライトモルタル塗り真壁用木製パネル入り軸組は、共に終局耐力はめり込みで決まる。

この様に真壁用木製パネルで構成する軸組は、大変形域の 0.05rad 以上において、 $P-\delta$ 曲線は強度も漸増して安定的な性状を示している。

そのため、限界耐力計算の評価では信頼できる耐震要素となり得る可能性が高く、開発する地域材住宅の耐震要素として真壁用木製パネルを利用する。次節からは真壁用パネルを用いた耐力壁の検証を行う

5.2 地域材住宅のための耐力壁

5.2.1 地域材住宅のための耐力壁の構成と仕様

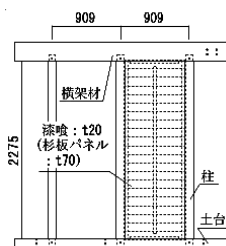
開発する地域材住宅の構成材及び真壁の耐力壁の仕様と、その固定荷重を表 6 に示す。また、図 14 に地域材住宅の標準化した耐震要素の構成材の寸法と高さ関係を示す。地域材住宅は高い変形性能を期待する 9 種の真壁の耐力壁と、床と屋根 2 種の水平構面の耐震要素だけで構成する。その構成部材は第 2 章 2.4 節で説明する図 6 (部品としての木割) に示す栃木県産の杉材 (無等級材、平均ヤング係数 7.8kN/mm^2 (標準偏差 1.3kN/mm^2) 平均曲げ強度 42N/mm^2 (標準偏差 7.4N/mm^2) を利用している。そのため本論文の副標題を[「とちぎの木の家」を事例として]にしている。) ¹⁴⁾ である。構造部材の断面寸法は管柱と通し柱は $120\text{mm}\times 120\text{mm}$ 、土台、窓台、差し鴨居も $120\text{mm}\times 120\text{mm}$ 、2 階の胴差と大梁は $120\text{mm}\times 240\text{mm}$ 、小屋の軒桁と小屋梁は $120\text{mm}\times 180\text{mm}$ にする。この様に構造部材は、 $120\text{mm}\times 120$, 180 , 240mm の 3 種類の断面寸法に限定する。

地域材住宅の真壁の耐力壁と水平構面は表 6 の仕様に基づき、図 14 の形状で水平加力試験 ¹⁴⁾ (試験体数 3 体、両端柱に錘 10.7kN の載荷式、 $1/10\text{rad}$ 以下まで正負繰返し加力) を行う。

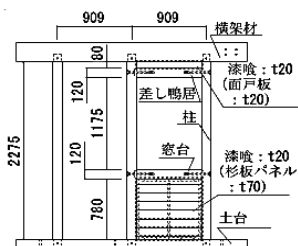
この試験体の巾をすべて $2P$ ($P=909\text{mm}=3$ 尺, 柱間隔を示す。以下同じ) にしているのは、地域材住宅の構成材の標準化により、胴差と軒桁 (横架材) の断面寸法を変えずに連続させて施工するからである。そのため、耐力壁により実際の壁 (以後、実壁) の巾が図 14 の (1)A1, (2)B11, (4)B21, (6)C1, (7)D11 のような実壁でも柱を 1 本加えて $2P$ の巾の試験体になっている。なお耐力壁は 1 階用と 2 階用があり、1 階用は図 14 の (1)A1, (2)B11, (3)B12, (6)C1, (7)D11, (8)D12, (9)E1 で、高さを土台上端から胴差下端までの内法を 2275mm にする。2 階用は図 2 の (4)B21, (5) B22 で胴差上端から軒桁下端までの内法を 2075mm にする。この内法寸法 2275mm と 2075mm は規格アルミサッシの高さに揃えている。なお (1)A1, (6)C1 については内法寸法を変えて 2 階にも用いる。また水平構面になる 2 階床の F1 と小屋組を組合せた屋根 (1)、(2) の R1 の仕様を表 6 に示し、形状を図 14 に示す。このように地域材住宅のために標準化した真壁の耐力壁は、汎用性がある標準的な試験体寸法 ¹⁴⁾ (巾 1818mm 高さ 2730mm) ではなく、地域材住宅のための標準化された耐震要素である。

表 6 地域材住宅のための真壁による耐力壁の仕様とその固定荷重一覧表

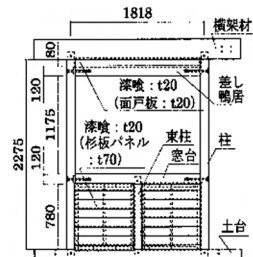
部位・材料	(11)R1 屋根			室内				開発した真壁の耐力壁									
								外壁					室内壁	外壁・室内壁			
	屋根 (1)	屋根 (2)	小屋組	小屋裏床	バルコニー	(10) F1 2階床	1階床	(1) A1	(2) B11	(4) B21	(3) B12	(5) B22	(6) C1	(7) D11	(8) D12	(9) E1	
本瓦26cmx26cm	●																
瓦 棧 杉36×40@260	●																
ガルバリウム鋼板t=0.45		●															
荒野地板 杉t=15		●															
アスファルトフェルト	●	●															
流れ棧 杉45×75@909	●	●															
断熱材t=45	●	●					●										
気密シート	●	●															
杉本実野地板t=30	●	●					●										
垂木 杉120x120@909			●														
母屋 杉120x180			●														
小屋束 杉120x120			●														
杉本実床板t=30				●													
スノコ杉床板t=30					●												
床梁 杉120x180					●												
仕上げ杉床板t=15						●											
根太 杉36×40@455						●											
杉本実床板t=30						●											
2階大梁 杉120x240						●											
2階小梁 杉120x120						●											
野縁 杉36×40@455				●		●											
天井 珪カル板t=5				●		●											
パーライトシッキイ塗りt=20								●	●	●	●	●					
杉板 パネル	杉本実板t=12.5							●	●	●	●	●	●				
	パネル棧スギ30x45							●	●	●	●	●	●				
	断熱材t=40							●	●	●	●	●	●				
	杉本実板t=12.5							●	●	●	●	●	●				
パーライトシッキイ塗りt=20								●	●	●	●	●					
管柱スギ120×120								●	●	●	●	●	●	●	●	●	
面戸板スギ45×150									●	●	●	●		●	●	●	
差し鴨居スギ120x120									●	●				●	●	●	
サッシ窓 (ペアガラス入)									●	●	●	●		●	●	●	
窓台スギ120x120									●	●	●	●					
大引 杉120x120@909							●										
土台 桧120x120							●										
固定荷重 N/㎡	880	350	450	130	310	630	340	1020	780				250	340	320		
積載荷重 N/㎡	200			600				0									



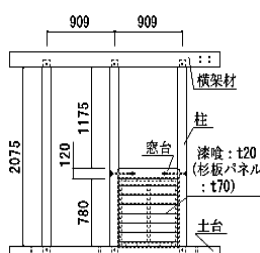
(1) A1
漆喰塗壁



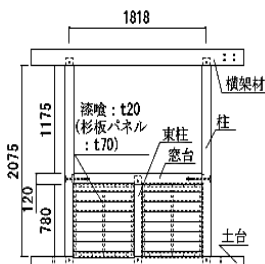
(2) B11
差し鴨居付
漆喰塗腰壁3



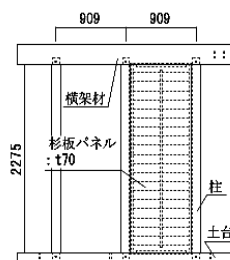
(3) B12
差し鴨居付漆
喰塗腰壁6尺



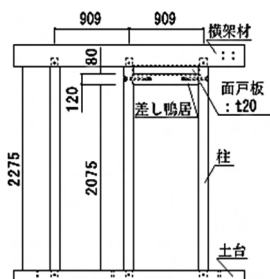
(4) B21
漆喰塗腰壁3尺



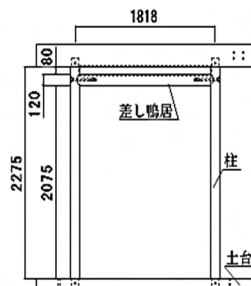
(5) B22
漆喰塗腰壁6尺



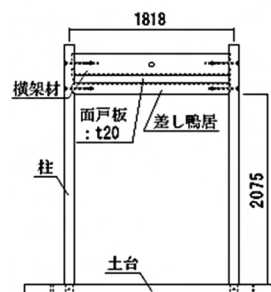
(6) C1
杉板パネル壁



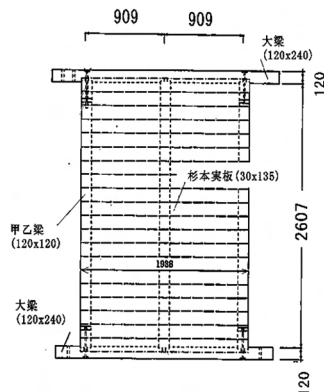
(7) D11
差し鴨居壁3尺



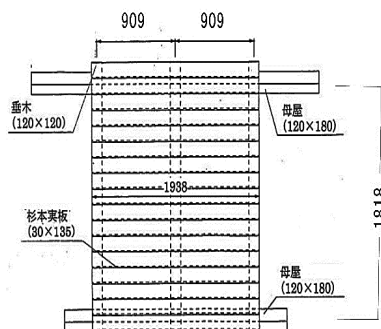
(8) D12
差し鴨居壁6尺



(9) E1
差し鴨居付通柱6尺



(10) F1
2階床



(11) R1
屋根(1)、(2)+小屋組

図14
地域材住宅用に開発
した耐力壁と床と屋
根の構面の一覧

5.2.2 実験方法

実験は図 15 に示すように載荷治具を介し、両端柱各 1 本に、10.7kN（合計 21.4kN）の実状を考慮した鉛直荷重に鋼製重錘を用いる載荷式の面内せん断実験とした。試験体の設置方法は鋼製土台に試験体下部の木製土台を M16 ボルト 2 本または 3 本で固定し、木製土台の前後にストッパーを取り付けて水平移動を拘束した。試験体の面外への振れ留めは、試験体頂部の横架材に取り付けられた振れ留め受けプレートに両側からローラーで挟み付ける方法により行った。載荷には、最大容量 200kN のオイルジャッキを用いて横架材中心に水平力を加える方法により行った。載荷履歴は、見かけのせん断変形角 γ が 1/10rad までの正負交番繰り返し加力とした。繰り返し振幅は見かけのせん断変形角 γ が 1/480, 1/240, 1/120, 1/90, 1/60, 1/45, 1/30, 1/20, 1/15, 1/10rad の漸増とし、同一変形振幅で 1/480～1/45rad までは 3 回ずつ、1/30～1/10rad からは 2 回ずつ加力した。計測には最大容量 20kN のロードセルを用い、試験体各部の変形量の測定には図 15 に示す位置に設置した変位計（D. T. 1～D. T. 8）を用いた。

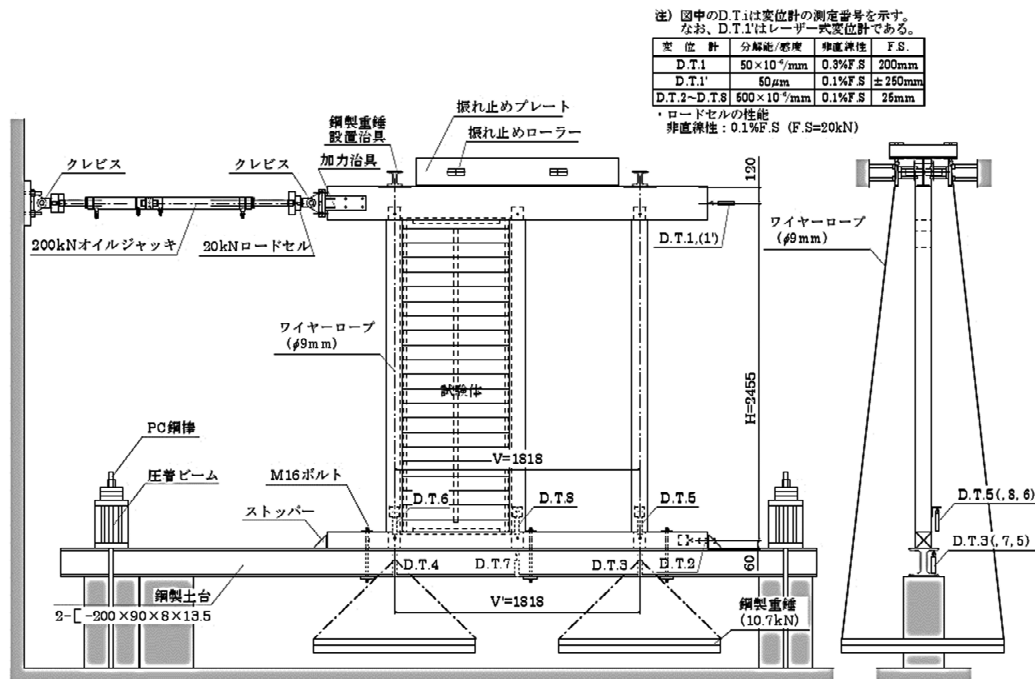


図 15 実験装置と試験体の設置

5.2.3 実験結果

本節は図 14 に示す地域材住宅に用いる 11 種の各耐震要素の実験観察を説明する。また試験体の実際に施工するための詳細図と構造特性、及び最終変形時の写真を示す。なお構造特性である短期基準耐力と壁倍率は以下の方法¹⁵⁾で求めた。

(1) 短期基準せん断耐力の算定

短期基準せん断耐力 P_o は、下記の(1)～(4)の耐力の平均値に、それぞればらつき係数を乗じて算出した値のうち最も小さい値とする。

$$(1) P_y \quad (2) 0.2 \cdot P_u \cdot \sqrt{2\mu - 1} \quad (3) (2/3) \cdot P_{max} \quad (4) P_{120}$$

ここで、 P_y ：降伏耐力、 P_u ：終局耐力、 μ ：塑性率、 P_{max} ：最大耐力、 P_{120} ：見かけのせん断変形角 $\gamma = 1/120 \text{rad}$ 時の耐力

ばらつき係数は、母集団を正規分布とみなし、信頼水準 75% の 50% 下側許容限界とし、下式により算定する。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot k \quad \text{【} CV: \text{変動係数, } k (=0.471): \text{試験体数}(n=3) \text{に依存する定数} \text{】}$$

【降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 及び塑性率 μ の求め方】

上記の降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 、最大耐力 P_{max} 及び塑性率 μ 等は、荷重-変形角曲線の終局加力を行った側の包絡線より、下記の手順で求める。

- 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第 I 直線を引く。
- 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ第 II 直線を引く。
- 包絡線に接するまで第 II 直線を平行移動し、これを第 III 直線とする。
- 第 I 直線と第 III 直線との交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点から X 軸に平行に第 IV 直線を引く。
- 第 IV 直線と包絡線との交点の変位を降伏変形角 γ_y とする。
- 原点と (γ_y, P_y) を結ぶ直線を第 V 直線とし、それを初期剛性 K と定める。
- 最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変形角又は $1/15 \text{rad}$ のいずれか小さい変形角を終局変形角 γ_u と定める。
- 包絡線と X 軸及び $X = \gamma_u$ で囲まれる面積を S とする。
- 第 V 直線と $X = \gamma_u$ と X 軸及び X 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように X 軸に平行な第 VI 直線を引く。
- 第 V 直線と第 VI 直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、そのときの変形角を完全弾塑性モデルの降伏点変形角 γ_v とする。
- (γ_u / γ_v) を塑性率 μ とする。
- 試験体の変形角が $1/15 \text{rad}$ を超えても最大荷重に達しない場合には、 $1/15 \text{rad}$ の荷重を P_{max} とする。

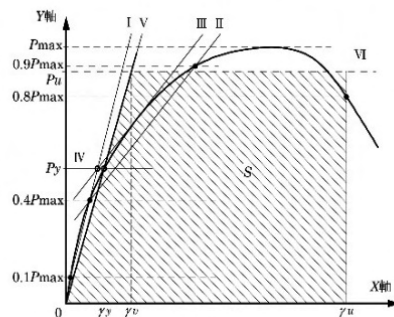


図-A

(2) 壁倍率の算定

壁倍率は、下式により算定する。

$$\text{壁倍率} = Pa \times (1/1.96) \times (1/L)$$

ここで、 Pa : 短期許容せん断耐力 (kN) [= $P_o \times \alpha$]

α : 考えられる耐力低下の要因を評価する係数

1.96 : 壁倍率=1 を算定する数値 (kN/m)

L : 壁長さ (m)

ただし、算出された数値は、0.01 毎に端数を切り捨てる。

(1) A 1 漆喰塗壁

1/30rad以降負勾配になり急激な荷重低下はなく、1/7rad位までは緩やかな負勾配になった。 -60 ないし -100×10^{-3} rad近辺で加力側柱脚部のホゾの割れ裂けが発生した。 $+130 \times 10^{-3}$ radで杉板パネルから塗壁の剥がれが生じたものもあった。

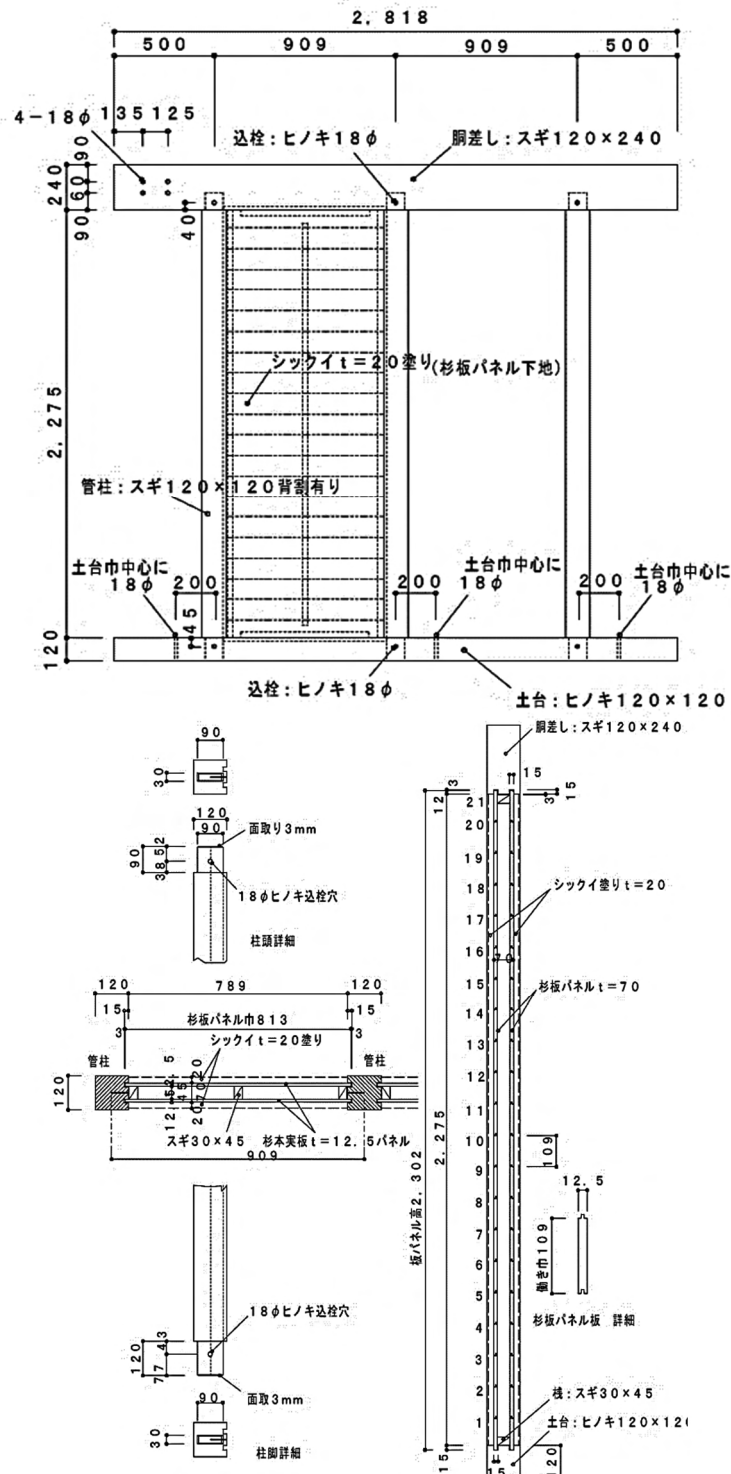


図 16 A 1 漆喰塗壁 詳細図

表7 試験結果一覧（荷重値 P の場合）

(a) 各試験体の試験結果				
		試験体		
		No.1	No.2	No.3
(1) P_y	(kN)	5.92	6.22	6.63
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	6.33	6.93	6.06
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	6.99	7.71	7.03
(4) P_{120}	(kN)	7.00	7.01	7.40
P_{\max}	(kN)	10.5	11.6	10.5
P_u	(kN)	9.42	10.9	9.66
K	($\times 10^3$ kN/rad)	0.91	0.91	0.99
μ	(-)	6.13	5.59	5.42
$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.30	0.31	0.32
γ_y	($\times 10^{-3}$ rad)	6.47	6.83	6.67
γ_v	($\times 10^{-3}$ rad)	10.3	11.9	9.72
γ_u	($\times 10^{-3}$ rad)	63.2	66.7	52.7
γ_{po}	($\times 10^{-3}$ rad)	6.73	6.52	5.85
破壊状況		A, B, C	C	A, D

(b) 壁倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	壁倍率
(1) P_y	6.25	0.057	0.973	6.09	6.09	1.70
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	6.44	0.069	0.967	6.23		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	7.24	0.056	0.974	7.05		
(4) P_{120}	7.14	0.032	0.985	7.03		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 漆喰の面外変形 B: 杉板パネルの面外変形 C: 柱脚部ほぞの割り裂き
D: 防水紙の杉板パネルからの剥がれ

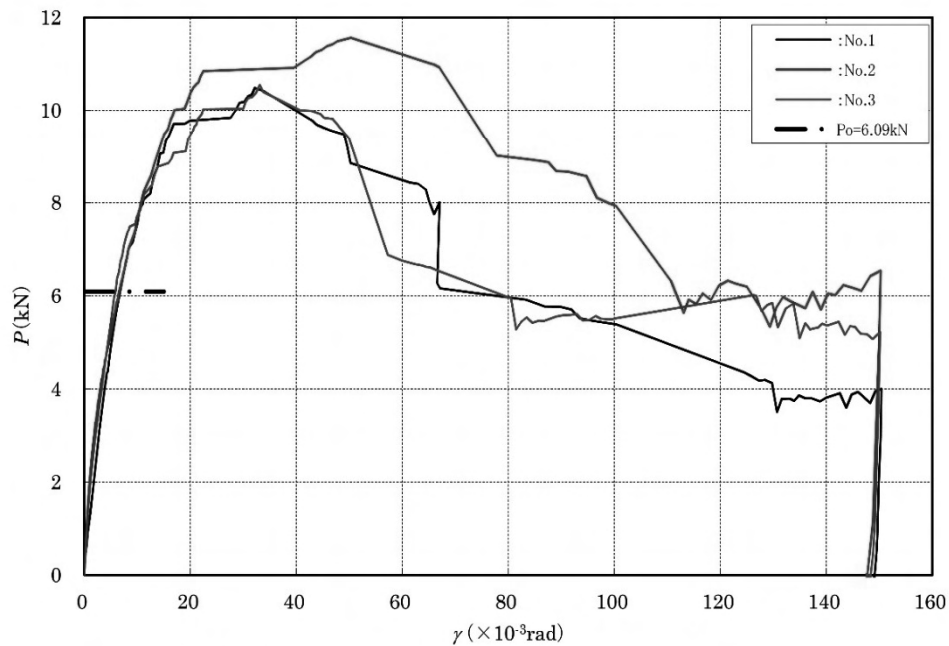
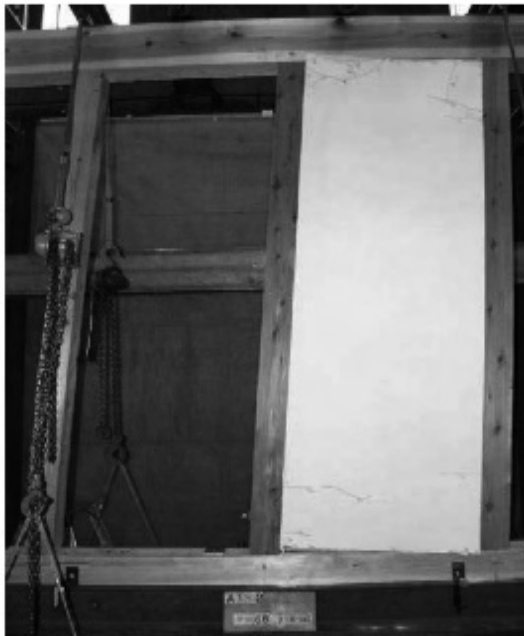
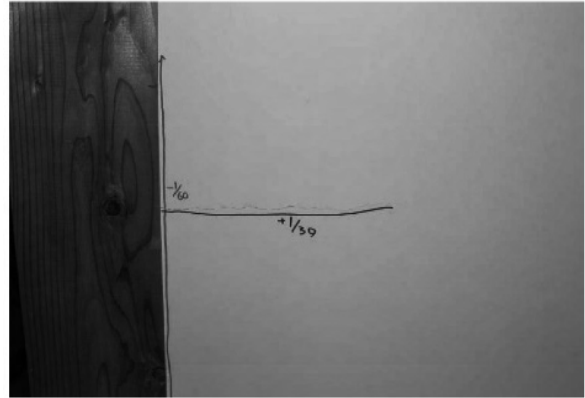


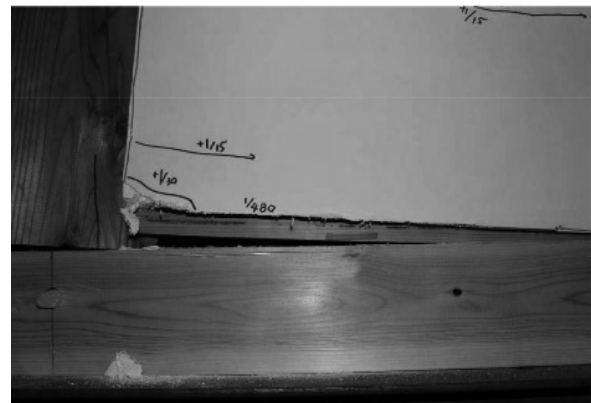
図17 $P-\gamma$ 関係の包絡線（試験体相互の比較）



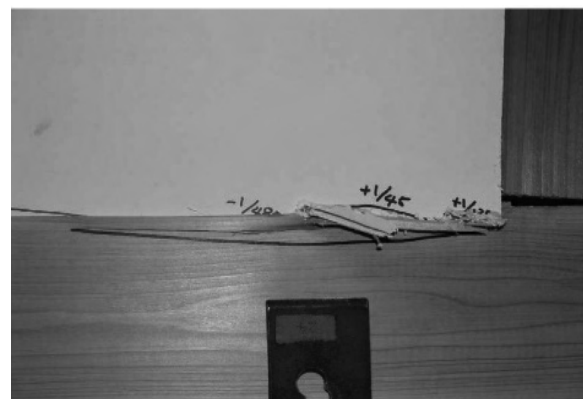
(a) 全景



(b) 漆喰の浮き上がり



(c) シックイの土台へのめり込み



(c) シックイの土台へのめり込み

写真 20 試験体No.1 $\gamma = +1/15\text{rad.時}$

1/20rad 以降負勾配となった。各試験体は漆喰にひび割れが発生後、+30～45 $\times 10^{-3}$ rad 付近で曲げ亀裂が生じ、試験体No.3 は+56 $\times 10^{-3}$ rad で曲げ破壊が生じた。

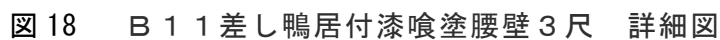


表 8 試験結果一覧 (荷重値 P の場合)

(a) 各試験体の試験結果		試験体		
		No.1	No.2	No.3
(1) P_y	(kN)	5.65	6.99	6.26
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	4.69	5.03	4.77
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	7.34	8.64	7.88
(4) P_{120}	(kN)	4.69	5.11	4.84
P_{\max}	(kN)	11.0	13.0	11.8
P_u	(kN)	10.3	11.8	10.5
K	($\times 10^3 \text{ kN/rad}$)	0.48	0.50	0.49
μ	(-)	3.09	2.79	3.10
$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.44	0.47	0.44
γ_y	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	11.8	14.1	12.9
γ_v	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	21.6	23.7	21.5
γ_u	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	66.7	66.2	66.7
γ_{po}	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	8.65	7.40	8.12
破壊状況		A, B, C	A, B, C	A, D

(b) 壁倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_o (kN)	壁倍率
(1) P_y	6.30	0.107	0.950	5.99	4.74	1.33
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	4.83	0.037	0.982	4.74		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	7.96	0.082	0.961	7.65		
(4) P_{120}	4.88	0.044	0.979	4.78		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 漆喰の剥離 B: 窓台接合部柱の曲げ亀裂 C: 防水紙の杉板パネルからの剥がれ
D: 窓台接合部柱の曲げ破壊

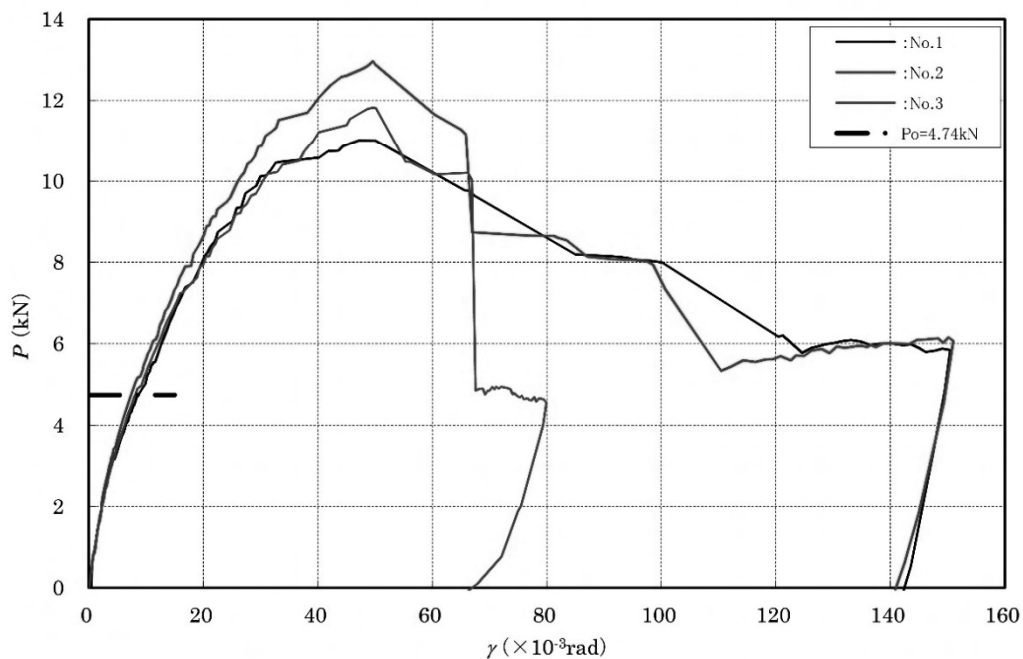


図 19 $P-\gamma$ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)

写真 21 試験体No.3
 $\gamma = +1/12.5\text{rad.}$ 時



(a)全景



(b)中柱柱頭部



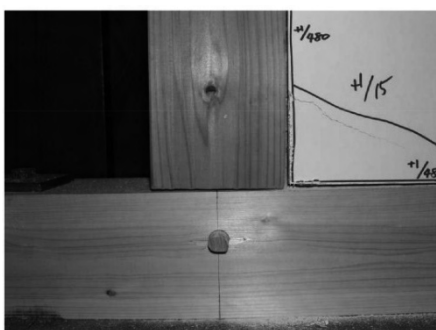
(e)加力側柱頭部



(c)窓台部中柱曲げ破壊



(d)加力側窓台部



(d)中柱柱脚部



(f)加力側柱脚部

1/20rad 以降負勾配となり、急激な荷重低下から漆喰にひびが入り、各試験体は+45 \sim 50 $\times 10^{-3}$ rad で柱の窓台接合部に亀裂が生じて+50 \sim 65 $\times 10^{-3}$ rad で曲げ破壊が生じた。

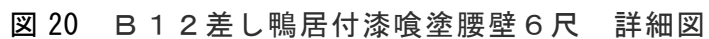


表 9 試験結果一覧（荷重値 P' の場合）

(a) 各試験体の試験結果				
		試験体		
		No.1	No.2	No.3
(1) P_y	(kN)	9.03	8.68	8.97
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	6.52	6.24	5.39
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	11.9	11.0	10.8
(4) P_{120}	(kN)	6.61	6.22	6.12
P_{\max}	(kN)	17.9	16.5	16.2
P_u	(kN)	15.8	14.8	14.6
K	($\times 10^3 \text{ kN/rad}$)	0.62	0.60	0.61
μ	(-)	2.62	2.72	2.19
$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.49	0.47	0.54
γ_y	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	14.5	14.4	14.7
γ_v	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	25.4	24.5	24.0
γ_u	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	66.7	66.7	52.6
γ_{p0}	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	6.66	7.31	7.65
破壊状況		A, B	A, B	B

(b) 壁倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_θ (kN)	壁倍率
(1) P_y	8.89	0.021	0.990	8.80	5.77	1.61
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	6.05	0.098	0.954	5.77		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	11.2	0.055	0.974	10.95		
(4) P_{120}	6.32	0.041	0.981	6.20		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 漆喰の剥離 B: 窓台接合部柱の曲げ破壊

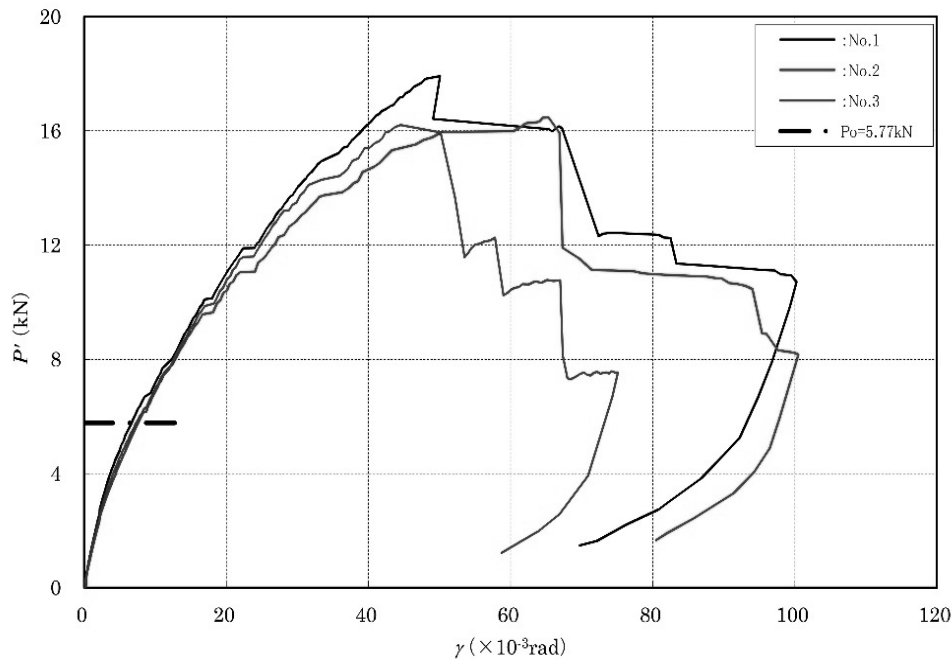
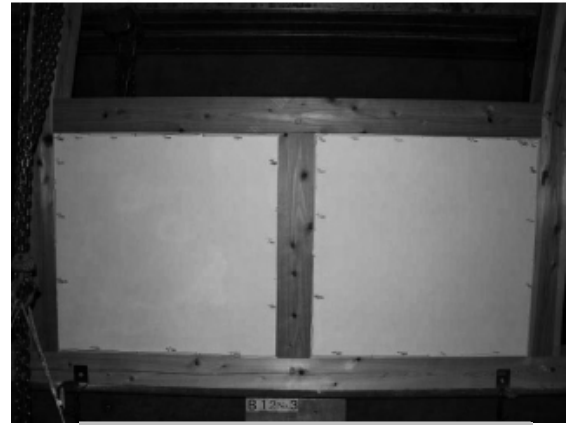


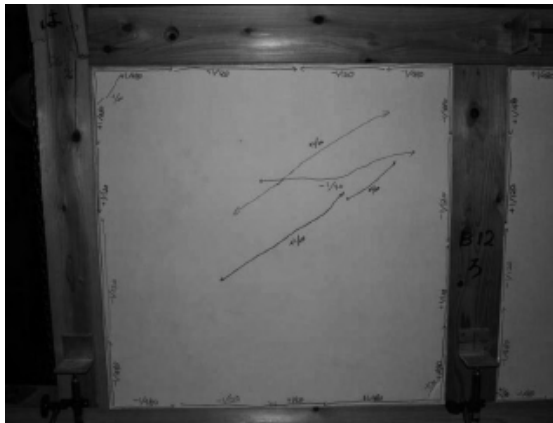
図 21 $P' - \gamma$ 関係の包絡線（試験体相互の比較）



(a) 全景



(b) 腰壁の漆喰のひび割れ



(d) 腰壁の漆喰のひび割れ



(e) 窓台部中柱曲げ破壊



(c) 窓台部中柱曲げ破壊



(f) 窓台部加力側柱曲げ破壊

写真 22 試験体No.3 $\gamma = +1/13\text{rad.}$ 時(試験終了時)

(4) B 2 1 腰壁 3 尺

1/20rad 以降負勾配になり、以降急激な荷重低下を起こしている。漆喰にせん断ひび割れが発生後、 $+33 \times 10^{-3}$ rad 付近で柱の窓台接合部に曲げ亀裂が入り、 $+40 \sim 50 \times 10^{-3}$ rad 付近で曲げ破壊が生じている。

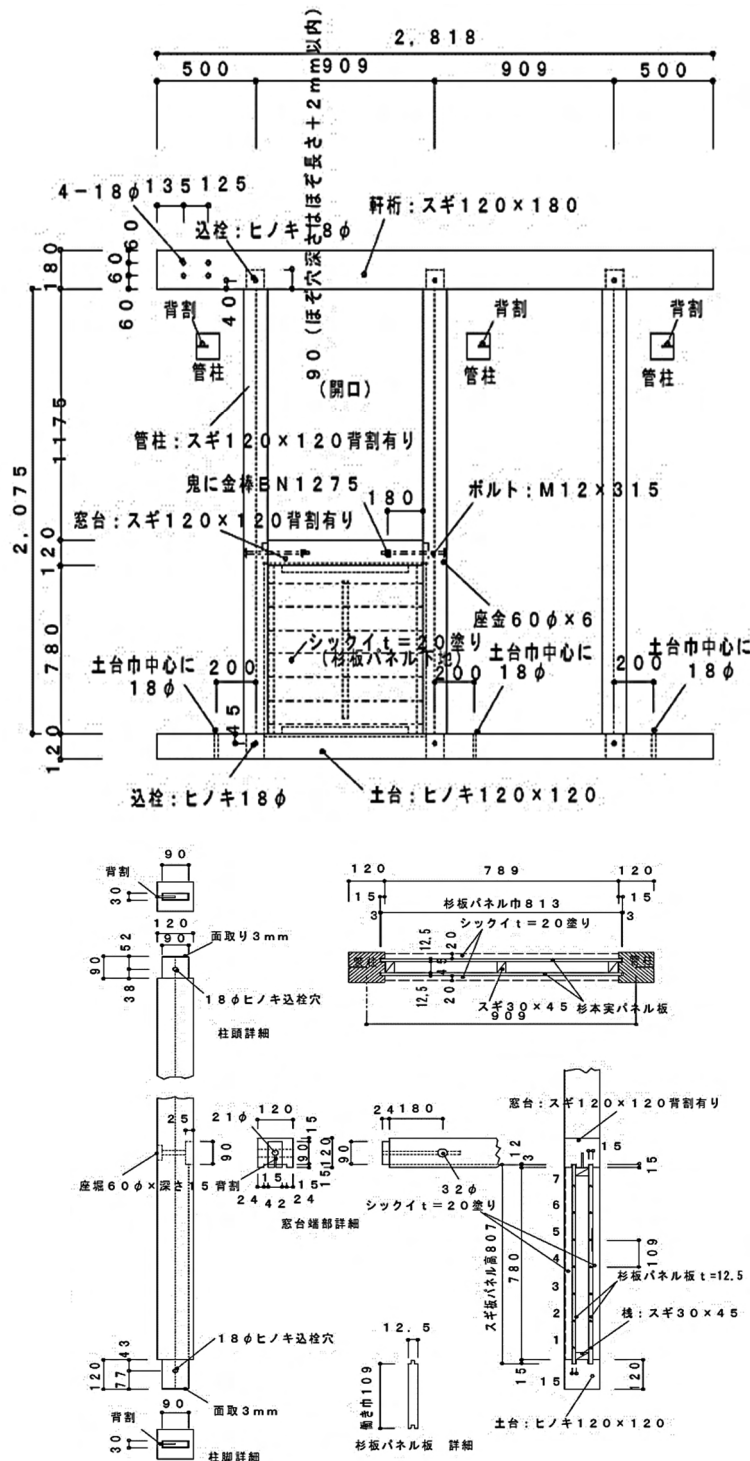


図 22 B 2 1 腰壁 3 尺 詳細図

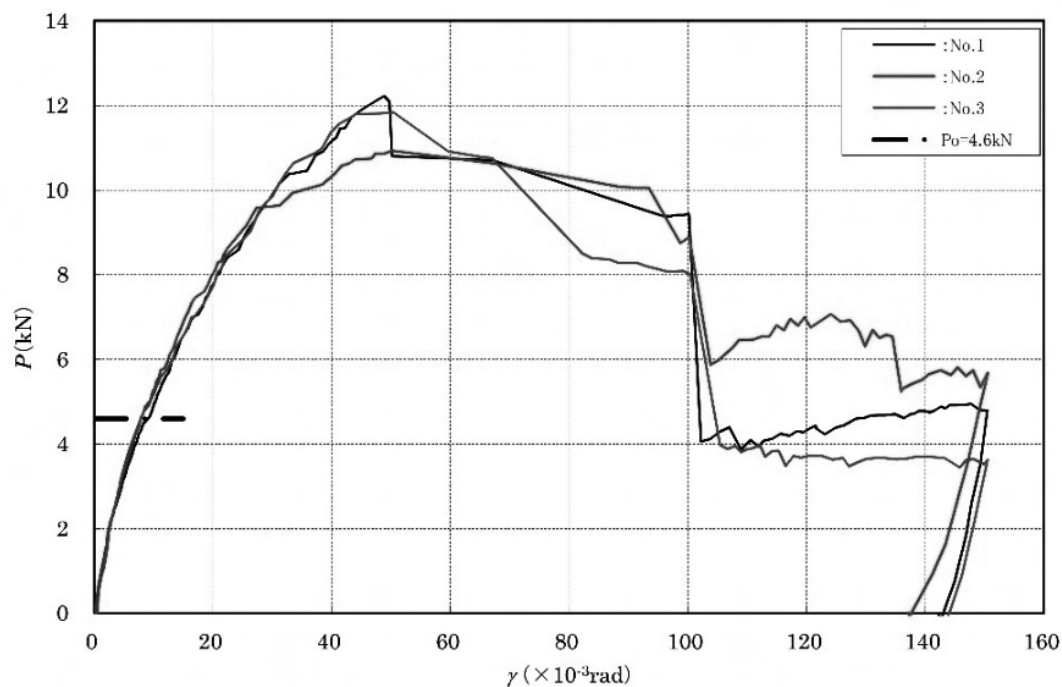


図 23 $P-\gamma$ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)

表 10 試験結果一覧 (荷重値 P の場合)

(a) 各試験体の試験結果						
			試験体			
			No.1	No.2	No.3	
(1)	P_y	(kN)	6.62	6.07	5.58	
(2)	$0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu - 1}$	(kN)	4.51	4.70	4.88	
(3)	$(2/3) \cdot P_{max}$	(kN)	8.15	7.29	7.89	
(4)	P_{120}	(kN)	4.49	4.75	4.76	
	P_{max}	(kN)	12.2	10.9	11.8	
	P_u	(kN)	10.8	10.3	10.6	
	K	($\times 10^3$ kN/rad)	0.43	0.48	0.50	
	μ	(-)	2.68	3.12	3.14	
	$1/\sqrt{2\mu - 1}$	(-)	0.48	0.44	0.44	
	γ_y	($\times 10^{-3}$ rad)	15.3	12.6	11.2	
	γ_v	($\times 10^{-3}$ rad)	24.9	21.4	21.2	
	γ_u	($\times 10^{-3}$ rad)	66.7	66.7	66.7	
	γ_{po}	($\times 10^{-3}$ rad)	9.03	7.84	7.87	
破壊状況			A, B	A, B, C	A, B, D	

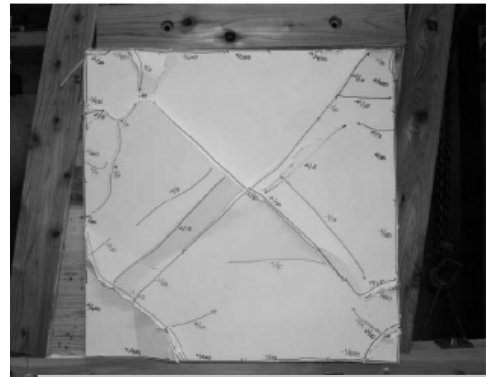
(b) 壁倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	壁倍率
(1) P_y	6.09	0.086	0.960	5.84	4.60	1.29
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu - 1}$	4.70	0.039	0.981	4.61		
(3) $(2/3) \cdot P_{max}$	7.77	0.057	0.973	7.57		
(4) P_{120}	4.67	0.033	0.985	4.60		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A:窓台接合部柱の曲げ亀裂 B:防水紙の杉板パネルからの剥がれ
C:窓台接合部柱の曲げ破壊 D:柱脚部ほぞの刮り裂き



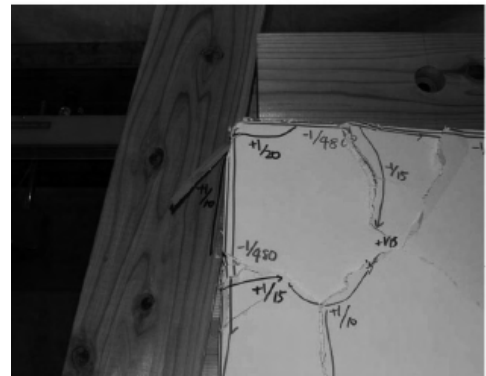
(a)全景



(d)腰壁の漆喰のひび割れ



(b)腰壁の漆喰のひび割れ



(e)窓台部中柱曲げ破壊



(c)窓台部中柱曲げ破壊



(f)中柱柱脚部

写真 23 試験体No.1 $\gamma = +1/10$ rad.時(試験終了時)

(5) B 2 2 漆喰塗腰壁 6 尺

1/20rad 以降負勾配になり、以降急激な荷重低下を起こしている。漆喰にせん断ひび割れが発生後、 $+33 \times 10^{-3}$ rad 付近で柱の窓台接合部に曲げ亀裂が入り、 $+40 \sim 50 \times 10^{-3}$ rad 付近で曲げ破壊が生じている。

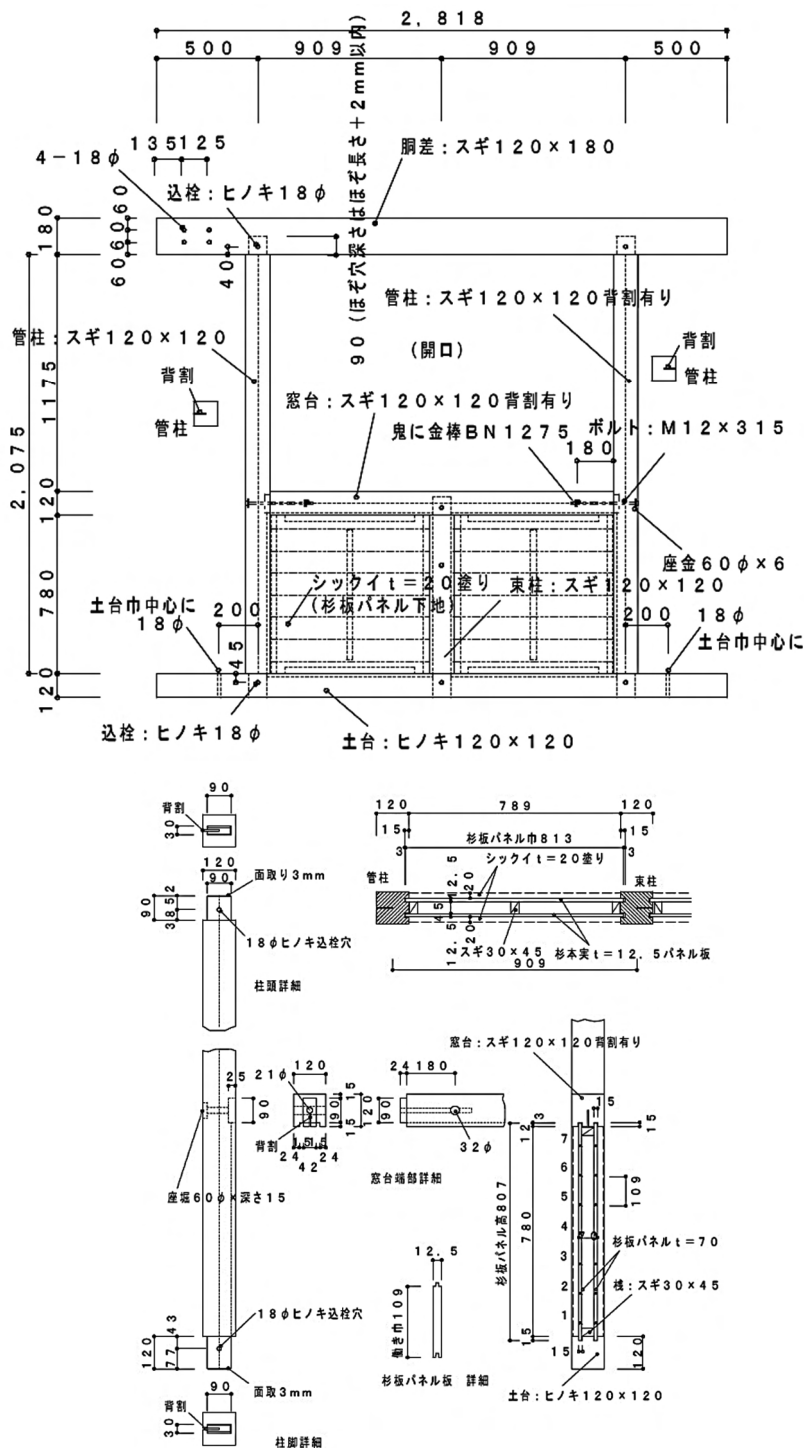


図 24 B 2 2 腰壁 6 尺 詳細図

表 11 試験結果一覧（荷重値 P の場合）

(a) 各試験体の試験結果				
		試験体		
		No.1	No.2	No.3
(1) P_y	(kN)	8.23	7.77	5.42
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	5.76	4.82	3.86
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	10.5	10.4	7.54
(4) P_{120}	(kN)	5.52	5.48	4.64
P_{\max}	(kN)	15.8	15.6	11.3
P_u	(kN)	14.3	13.6	10.2
K	($\times 10^3 \text{ kN/rad}$)	0.54	0.54	0.51
μ	(-)	2.54	2.06	2.29
$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.49	0.57	0.53
γ_y	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	15.1	14.4	10.6
γ_v	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	26.2	25.3	19.9
γ_u	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	66.7	52.0	45.6
γ_{po}	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	5.99	6.06	7.64
破壊状況		A, B	A, B	A, B

(b) 壁倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	壁倍率
(1) P_y	7.14	0.211	0.901	6.43	4.36	1.22
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	4.81	0.198	0.907	4.36		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	9.50	0.179	0.916	8.70		
(4) P_{120}	5.21	0.095	0.955	4.98		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 防水紙の杉板パネルからの剥がれ B: 窓台接合部柱の曲げ破壊

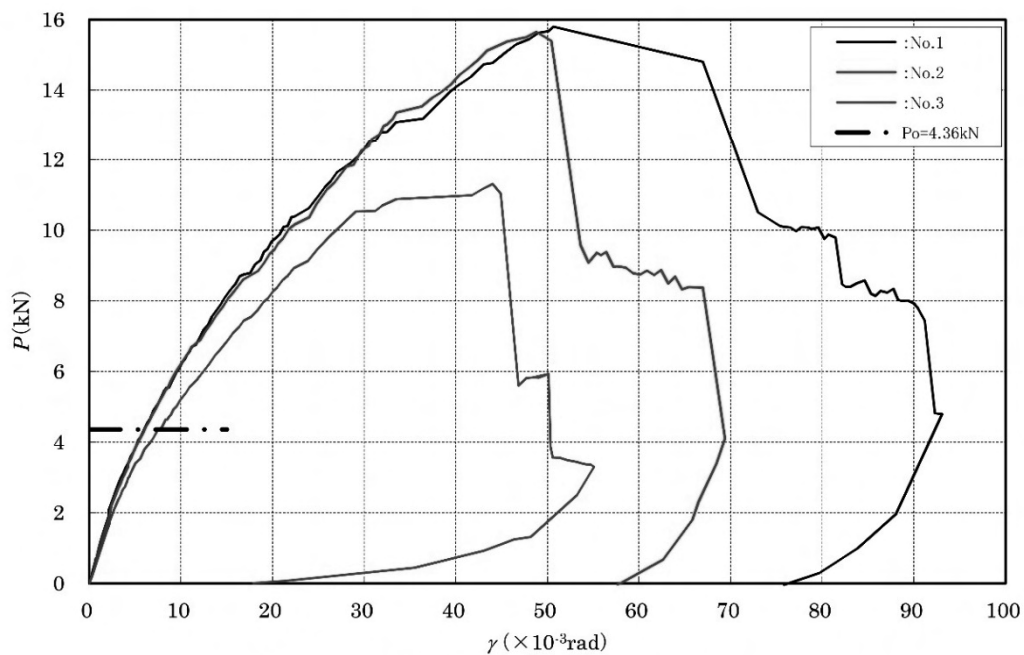
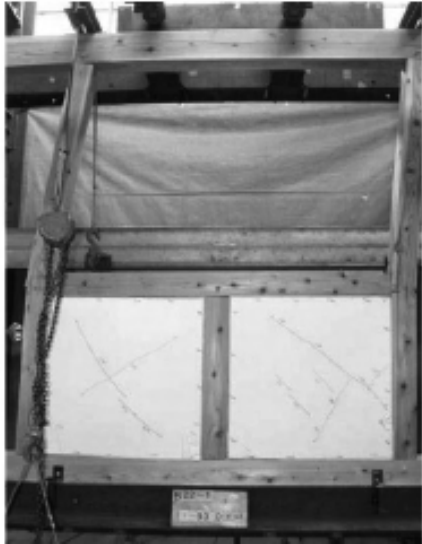


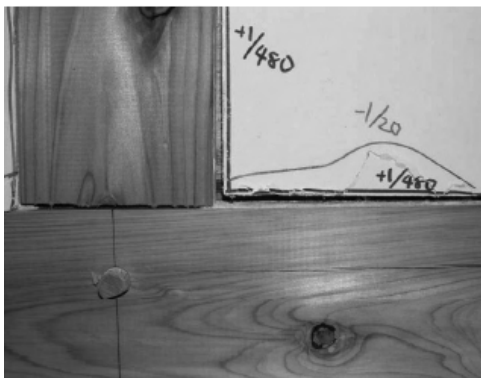
図 25 $P-\gamma$ 関係の包絡線（試験体相互の比較）



(a)全景



(d)腰壁の漆喰のひび割れ



(b)中柱柱脚部



(e)柱脚部漆喰塗の剥がれ



(c)窓台部中柱曲げ破壊



(f)窓台部加力側柱曲げ破壊

写真24

試験体No.1

$\gamma = +1/10\text{rad.}$ 時(試験終了時)

(6) C 1 杉板パネル壁

1/7rad までは荷重上昇がおこり、1/15rad 以降は勾配が一定になり上昇続けた。各試験体はパネルの本実板の相互のずれを認めるが、試験終了まで荷重の低下はなかった。

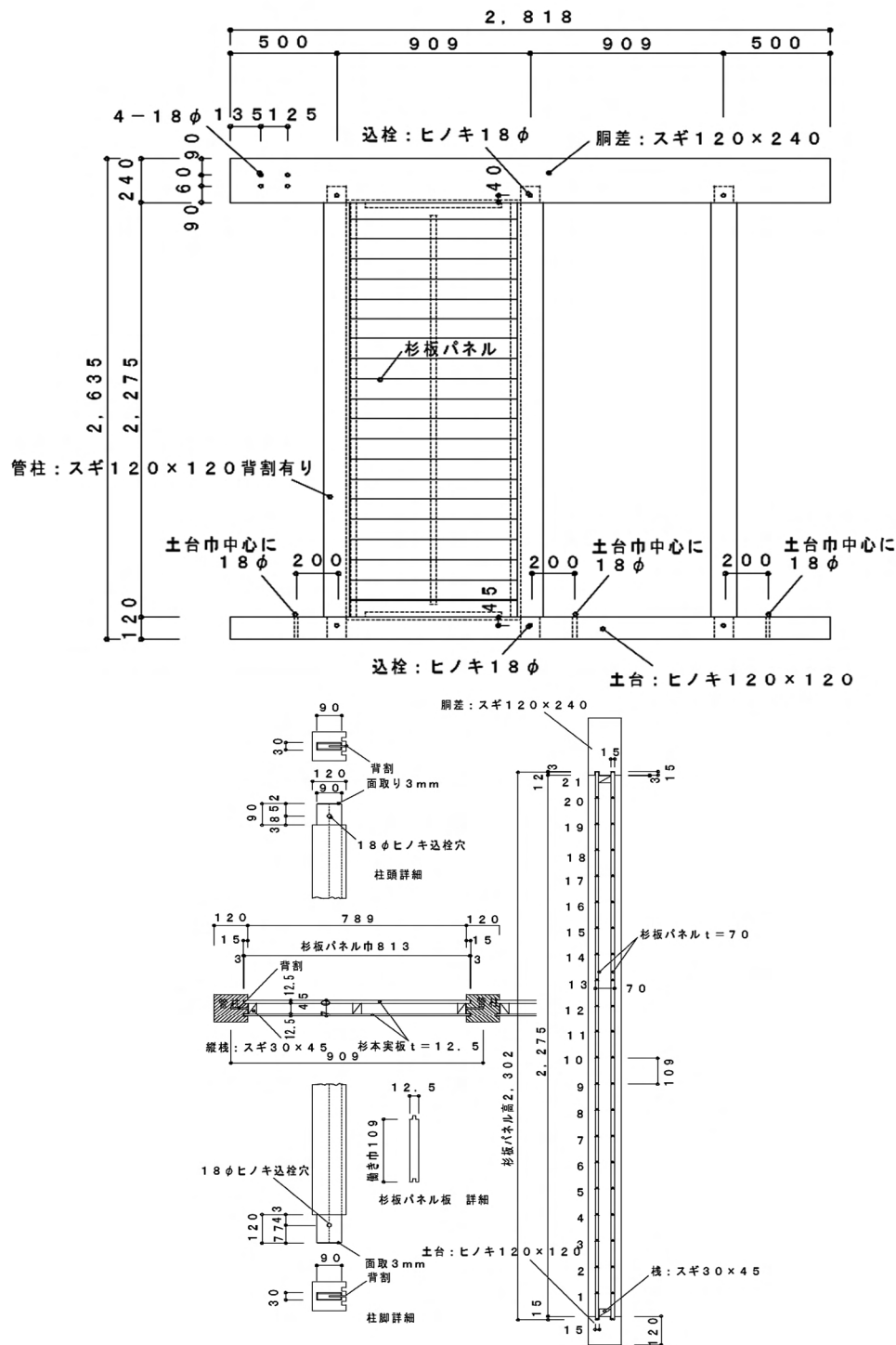


図 26 C 1 杉板パネル壁 詳細図

表 12 試験結果一覧（荷重値 P の場合）

(a) 各試験体の試験結果					
			試験体		
			No.1	No.2	No.3
(1)	P_y	(kN)	1.53	1.72	1.49
(2)	$0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	1.22	1.32	1.44
(3)	$(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	1.97	2.17	1.92
(4)	P_{120}	(kN)	1.21	1.40	1.41
	P_{\max}	(kN)	2.96	3.25	2.88
	P_u	(kN)	2.63	2.80	2.63
	K	($\times 10^3$ kN/rad)	0.13	0.14	0.17
	μ	(-)	3.20	3.29	4.24
	$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.43	0.42	0.37
	γ_y	($\times 10^{-3}$ rad)	12.2	12.5	8.91
	γ_v	($\times 10^{-3}$ rad)	20.8	20.3	15.7
	γ_u	($\times 10^{-3}$ rad)	66.7	66.7	66.7
	γ_{po}	($\times 10^{-3}$ rad)	8.56	6.82	6.50
破壊状況			A, B, C, D	A, B, C, D	A, B, C, D

(b)壁倍率の算出結果							
		平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	壁倍率
(1)	P_y	1.58	0.078	0.963	1.52	1.28	0.35
(2)	$0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu - 1}$	1.33	0.082	0.962	1.28		
(3)	$(2/3) \cdot P_{\max}$	2.02	0.064	0.970	1.96		
(4)	P_{120}	1.34	0.086	0.960	1.29		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 杉板パネル相互のずれ B: 柱土台接合面の傾き C: 柱脚部の土台へのめり込み
D: 試験終了時($\gamma=150 \times 10^{-3}$ rad)まで耐力の低下は認められなかった

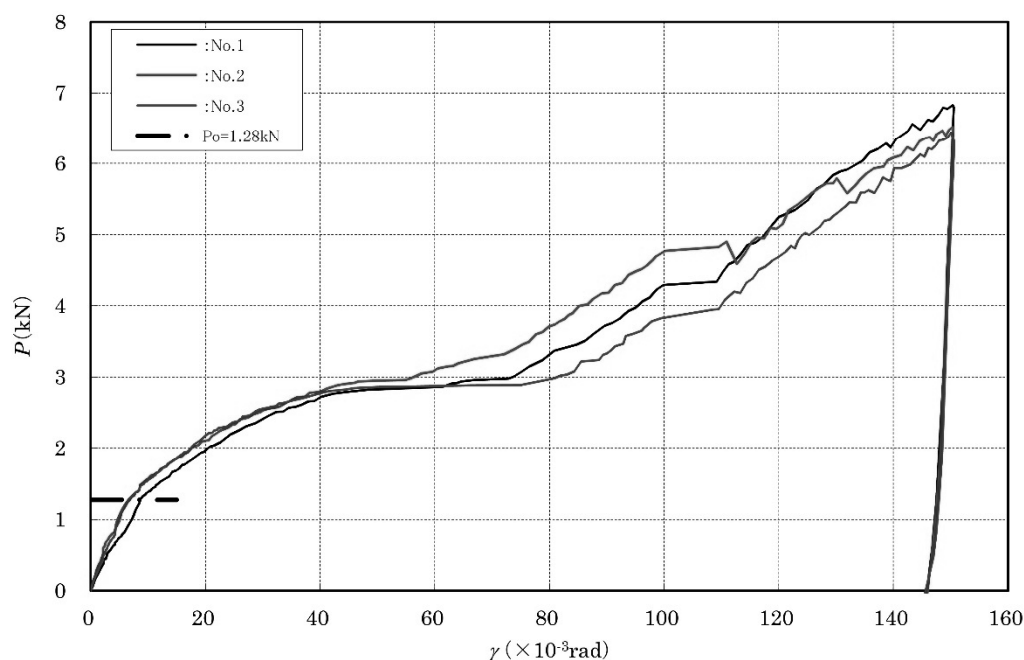


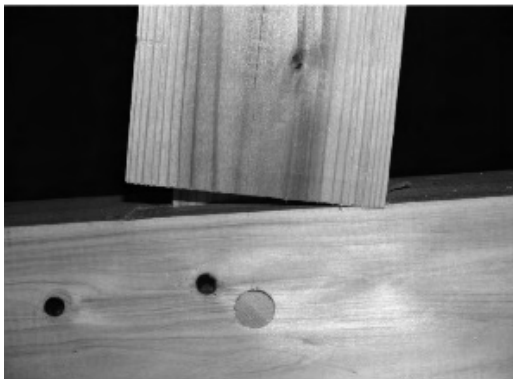
図 27 $P-\gamma$ 関係の包絡線（試験体相互の比較）



(a)全景



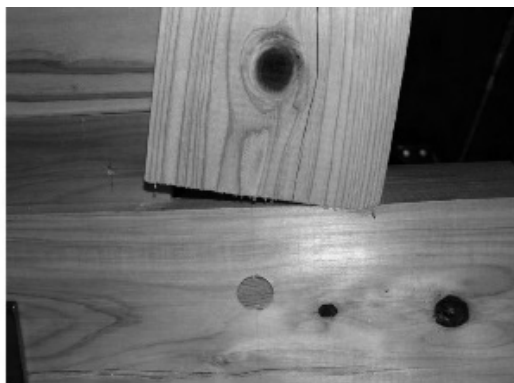
(d)杉板パネル全景



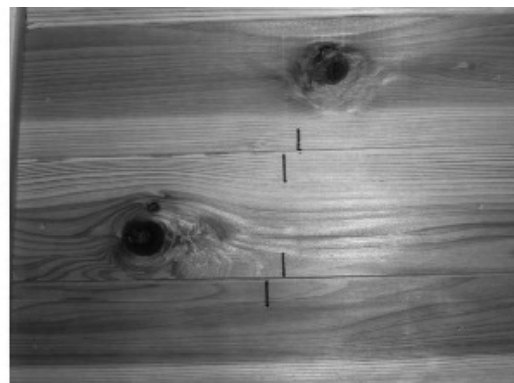
(b)非加力側柱脚部



(e)中柱柱脚部



(c)加力側柱脚部



(f)杉板のズレ

写真 25

試験体No.1 試験終了時

(7) D 1 1 差し鴨居壁 3 尺

1/15rad までは荷重が上昇し、それ以降は穏やかな負勾配になった。差し鴨居接合部で若干の損傷は見られ、差し鴨居において最大耐力以降鉛直荷重の低下が見られた。試験終了時に柱頭柱脚のホゾ、あるいは込栓の損傷が見られた。

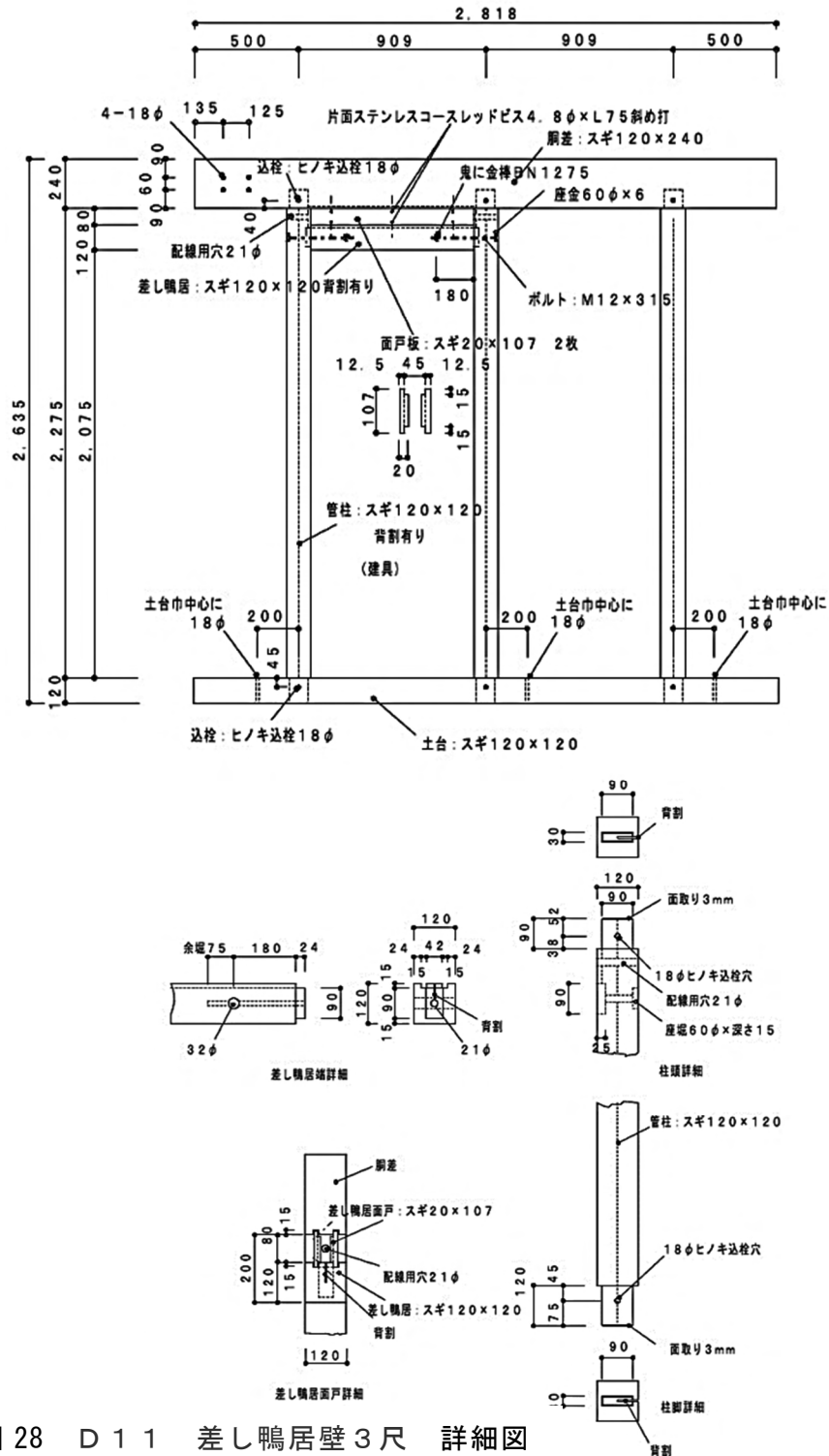


図 28 D 1 1 差し鴨居壁 3 尺 詳細図

表 13 試験結果一覧（荷重値 P の場合）

(a) 各試験体の試験結果			試験体		
			No.1	No.2	No.3
(1)	P_y	(kN)	1.65	1.82	1.63
(2)	$0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	1.35	1.49	1.40
(3)	$(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	2.12	2.28	2.11
(4)	P_{120}	(kN)	1.31	1.43	1.39
	P_{\max}	(kN)	3.18	3.43	3.17
	P_u	(kN)	2.97	3.16	2.87
	K	($\times 10^3$ kN/rad)	0.14	0.16	0.15
	μ	(-)	3.09	3.27	3.46
	$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.44	0.42	0.41
	γ_y	($\times 10^{-3}$ rad)	12.0	11.7	10.90
	γ_v	($\times 10^{-3}$ rad)	21.5	20.4	19.2
	γ_u	($\times 10^{-3}$ rad)	66.7	66.7	66.7
	γ_{po}	($\times 10^{-3}$ rad)	8.69	7.65	7.88
破壊状況			A, B, C	A, B, C	A, B, C

(b) 壁倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	壁倍率
(1) P_y	1.70	0.063	0.970	1.65	1.35	0.37
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	1.41	0.049	0.977	1.38		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	2.17	0.045	0.979	2.13		
(4) P_{120}	1.38	0.046	0.979	1.35		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 柱土台接合面の傾き B: 柱脚部の土台へのめり込み C: 柱鴨居接合部の割り裂き

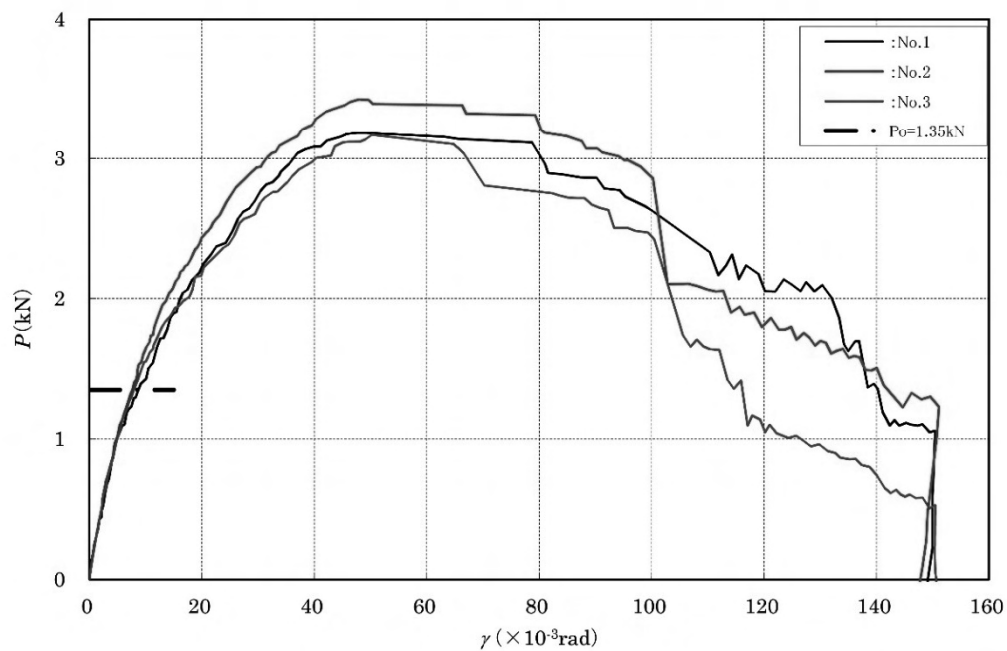


図 29 $P-\gamma$ 関係の包絡線（試験体相互の比較）



(a)全景



(b)差し鴨居の状況



(c)非加力側柱頭柱脚部



(d)中柱柱頭柱脚部



(e)加力側柱頭柱脚部

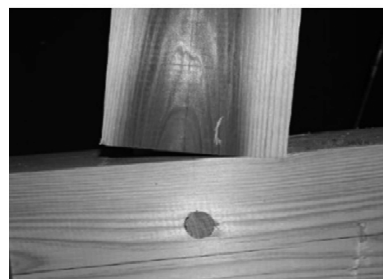
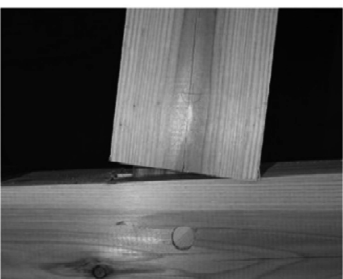


写真 26

試験体No.2

試験終了時

(8) D 1 2 差し鴨居壁 6 尺

1/15rad までは荷重が上昇し、それ以降は穏やかな負勾配になった。差し鴨居接合部で若干の損傷は見られ、差し鴨居において最大耐力以降鉛直荷重の低下が見られた。試験終了時に柱頭柱脚のホゾ、あるいは込栓の損傷が確認された。

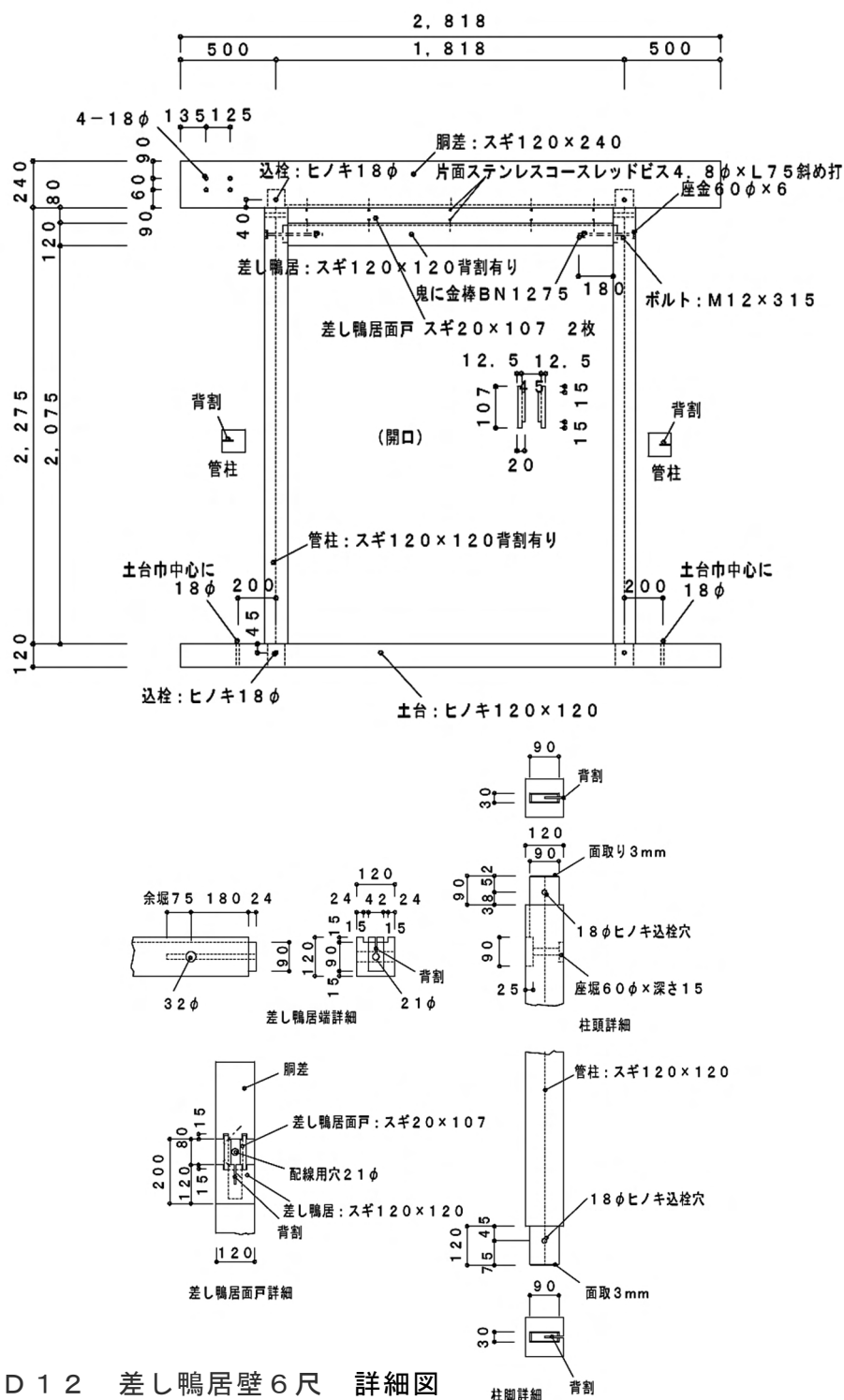


図 30 D 1 2 差し鴨居壁 6 尺 詳細図

表 14 試験結果一覧 (荷重値 P の場合)

(a) 各試験体の試験結果					
		試験体			
		No.1	No.2	No.3	
(1) P_y	(kN)	1.20	1.27	1.13	
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	1.28	1.12	1.20	
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	1.50	1.58	1.55	
(4) P_{120}	(kN)	1.27	1.13	1.15	
P_{\max}	(kN)	2.25	2.37	2.32	
P_u	(kN)	2.08	2.17	2.03	
K	($\times 10^3 \text{ kN/rad}$)	0.16	0.13	0.15	
μ	(-)	5.26	3.86	4.90	
$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.32	0.39	0.34	
γ_y	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	7.35	10.1	7.54	
γ_v	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	12.7	17.3	13.6	
γ_u	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	66.7	66.7	66.7	
γ_{po}	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	6.67	8.74	8.26	
破壊状況		A, B, C	A, B, C	A, B, C	

(b) 壁倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	壁倍率
(1) P_y	1.20	0.059	0.972	1.17	1.15	0.32
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	1.20	0.066	0.969	1.17		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	1.54	0.026	0.988	1.52		
(4) P_{120}	1.18	0.067	0.969	1.15		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 柱土台接合面の傾き B: 柱脚部の土台へのめり込み C: 柱鴨居接合部の割り裂き

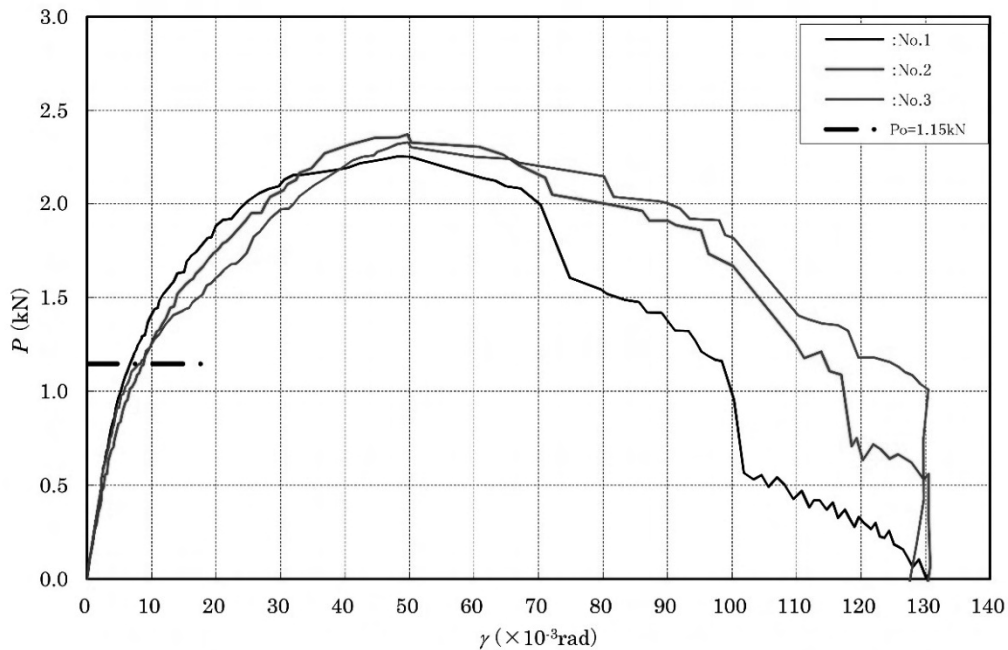
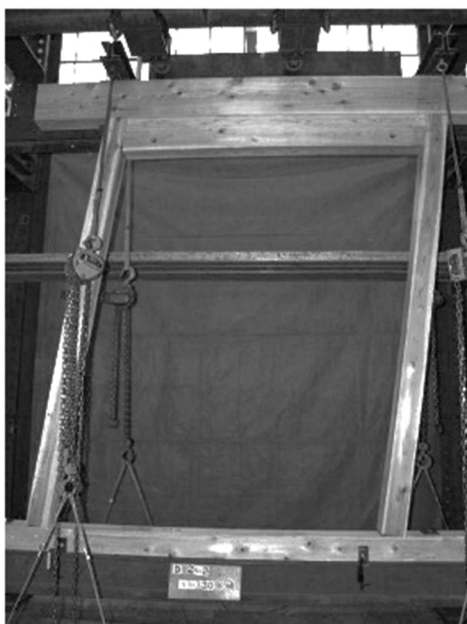
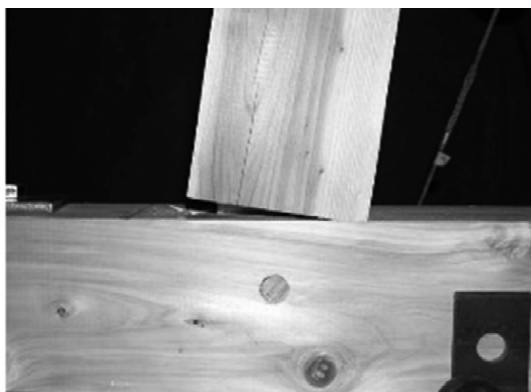


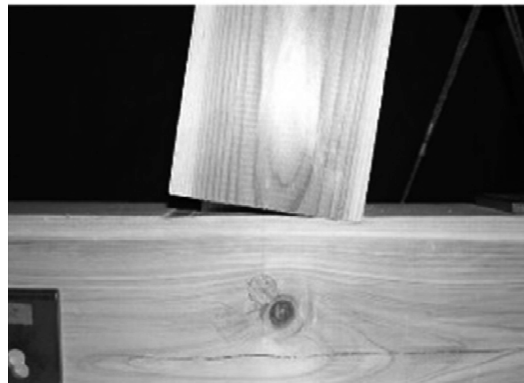
図 31 $P-\gamma$ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)



(a)全景



(b)非加力側柱頭柱脚部



(c)加力側柱頭柱脚部

写真 27

試験体No.2 試験終了時

(9) E 1 差し鴨居付通柱 6 尺

1/20rad 以降剛性低下が見られ 1/7rad までは荷重が上昇した。差し鴨居接合部で若干の損傷は見られ、差し鴨居において最大耐力以降鉛直荷重の低下が見られた。試験終了時に柱頭柱脚のホゾ、あるいは込栓の損傷が確認できた。

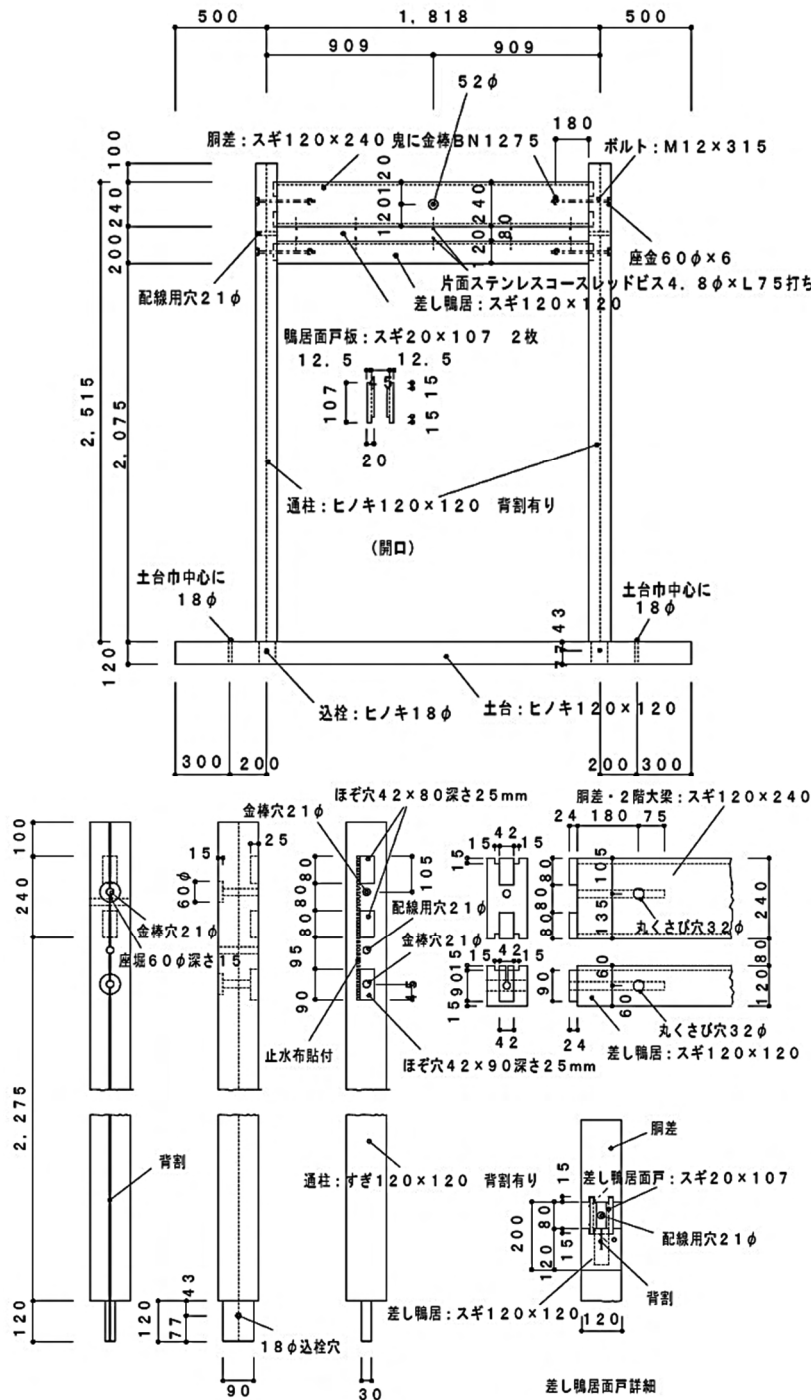


図 32 E 1 差し鴨居付通柱 6 尺 詳細図

表 15 試験結果一覧（荷重値 P の場合）

(a) 各試験体の試験結果					
		試験体			
		No.1	No.2	No.3	
(1)	P_y	(kN)	2.24	2.41	2.28
(2)	$0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	1.83	1.79	1.77
(3)	$(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	3.07	3.11	2.70
(4)	P_{120}	(kN)	1.79	1.78	1.78
	P_{\max}	(kN)	4.60	4.66	4.05
	P_u	(kN)	4.12	4.36	3.78
	K	($\times 10^3$ kN/rad)	0.18	0.17	0.18
	μ	(-)	2.96	2.61	3.24
	$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.45	0.49	0.43
	γ_y	($\times 10^{-3}$ rad)	12.2	14.1	12.4
	γ_v	($\times 10^{-3}$ rad)	22.5	25.6	20.6
	γ_u	($\times 10^{-3}$ rad)	66.7	66.7	66.7
	γ_{po}	($\times 10^{-3}$ rad)	8.19	8.34	8.34
破壊状況		A, B, C	A, B, C	A, B, D	

(b) 壁倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	壁倍率
(1) P_y	2.31	0.038	0.982	2.27	1.78	0.49
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	1.80	0.016	0.993	1.78		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	2.96	0.076	0.964	2.85		
(4) P_{120}	1.78	0.004	0.998	1.78		

注) 破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 柱土台接合面の傾き B: 柱脚部の土台へのめり込み C: 横架材接合部の割り裂き
D: 鴨居接合部の割り裂き

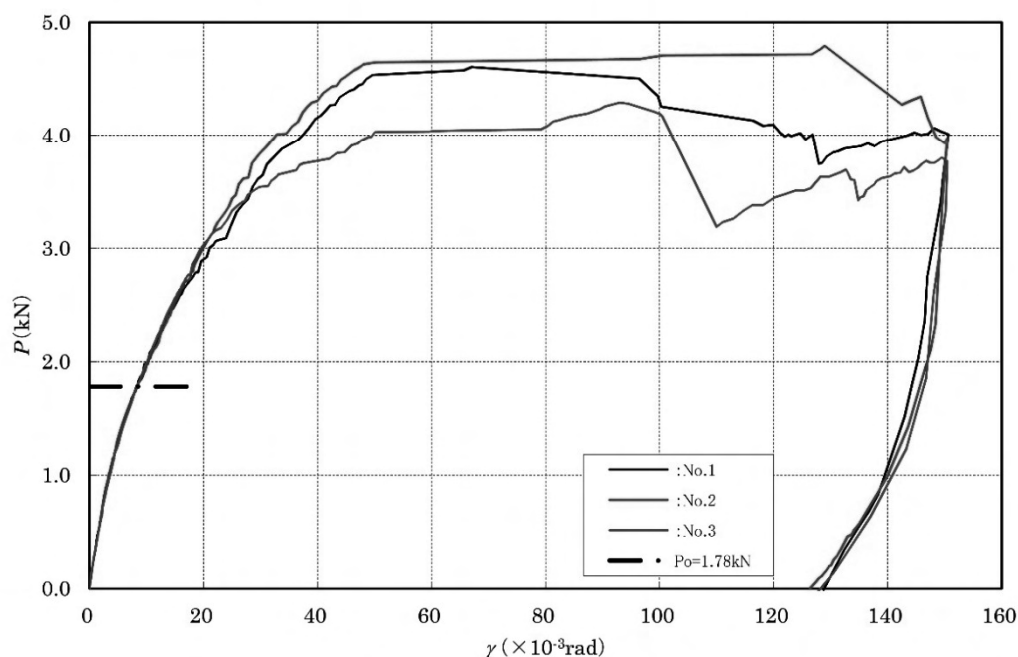
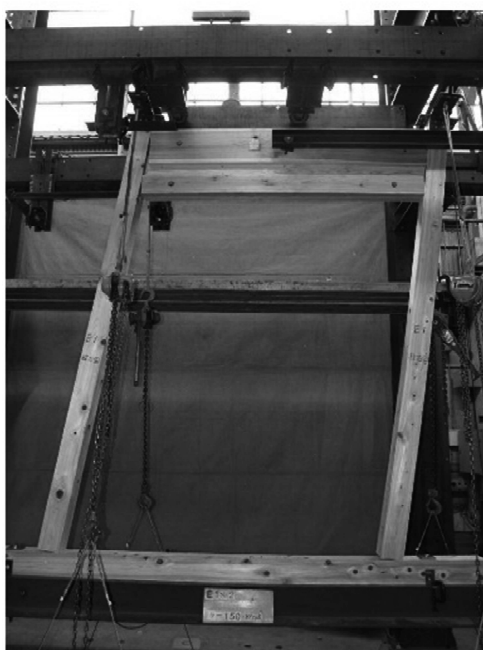
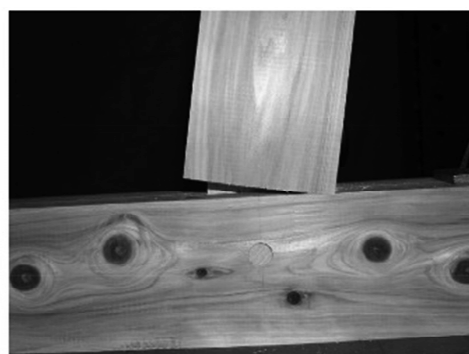
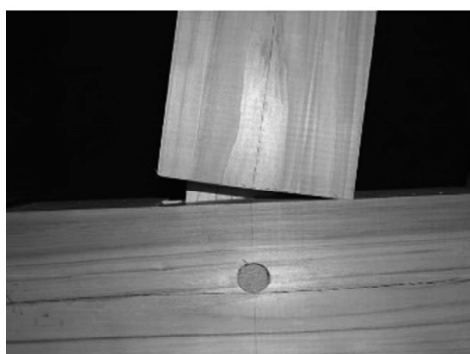
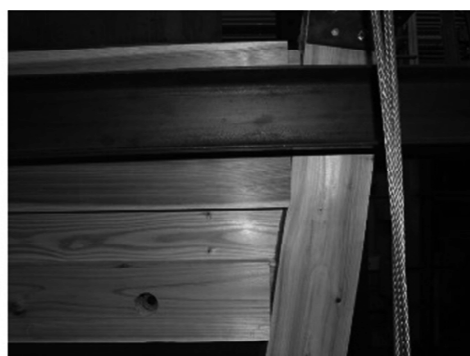


図 33 $P-\gamma$ 関係の包絡線（試験体相互の比較）



(a)全景



(b)非加力側柱頭柱脚部

(c)加力側柱頭柱脚部

写真 28 試験体No.2試験終了時

(10) F1・2階床

いずれの試験体も $\gamma_0 = 3.4 \sim 5.7 \times 10^{-3}$ rad 時に杉板相互がずれ

$\gamma_0 = 6.8 \sim 10.1 \times 10^{-3}$ rad 時に甲乙梁仕口の浮き上がり始め、 $\gamma_0 = 20.1 \sim 33.6 \times 10^{-3}$ rad 時に大梁仕口部の割裂きが発生した。その後 $\gamma_0 = 51.9 \sim 95.3 \times 10^{-3}$ rad 時に杉板の甲乙梁から浮き上がり

$\gamma_0 = 67.2 \sim 81.8 \times 10^{-3}$ rad 時には杉板側面が割裂いたが、試験終了時 ($\gamma_0 = 120 \times 10^{-3}$ rad 時) まで耐力の低下は認められなかった。

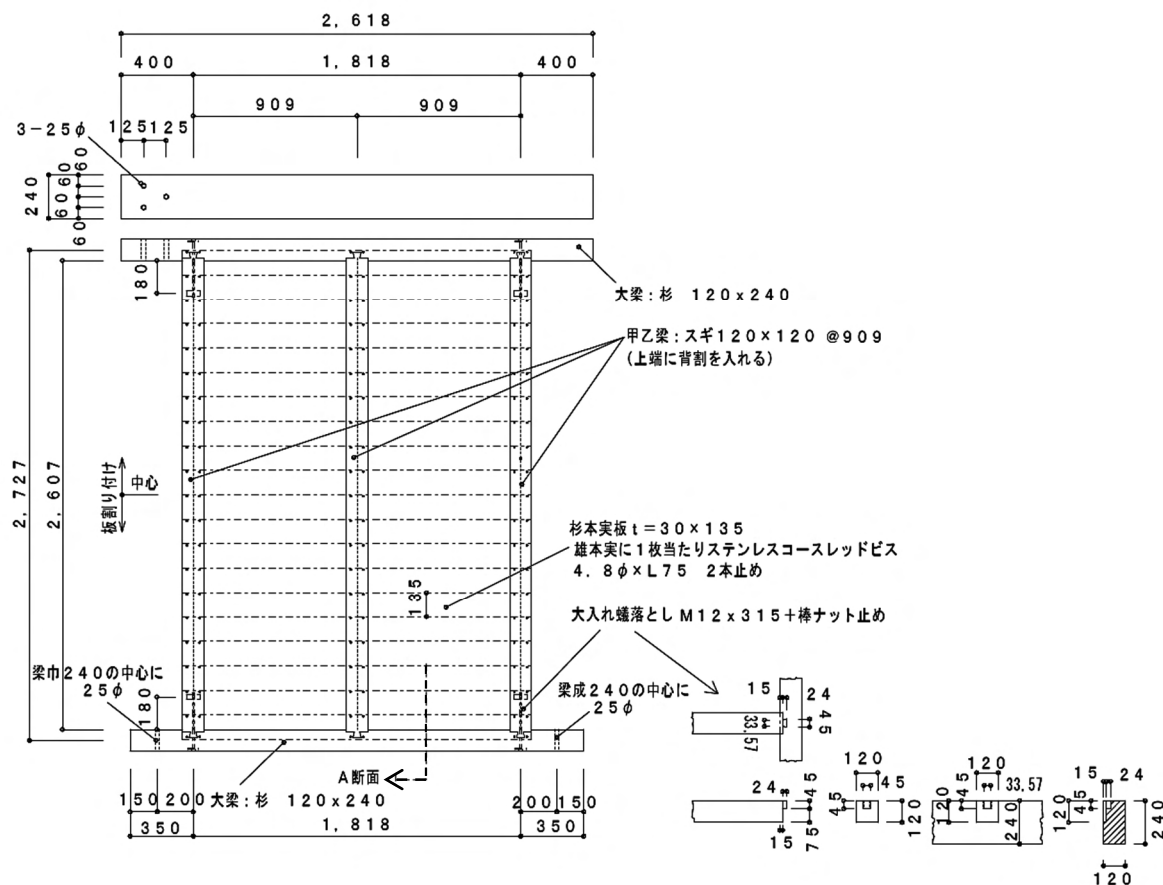


図 34 F1・2階床 詳細図

表 16 試験結果の一覧

(a) 各試験体の試験結果						
		試験体				
		No.1	No.2	No.3		
(1) P_y	(kN)	3.26	3.69	3.31		
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	1.94	1.61	1.75		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	4.69	4.75	4.62		
(4) P_{150}	(kN)	2.14	2.04	1.92		
P_{\max}	(kN)	7.04	7.12	6.93		
P_u	(kN)	5.39	7.33	5.72		
K	($\times 10^3 \text{ kN/rad}$)	0.17	0.12	0.14		
μ	(-)	2.11	1.10	1.67		
$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.56	0.91	0.65		
γ_v	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	19.1	30.5	23.1		
γ_v	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	31.5	60.6	39.8		
γ_u	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	66.7	66.7	66.7		
γ_{po}	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	3.51	3.55	4.90		
破壊状況		A	A	A		

(b) 床倍率の算出結果						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	床倍率
(1) P_y	3.42	0.068	0.968	3.31	1.69	0.47
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	1.77	0.094	0.956	1.69		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	4.69	0.013	0.994	4.66		
(4) P_{150}	2.04	0.053	0.975	1.99		

注) 1.表中の記号の定義は[付録1]、床倍率の算出方法は[付録2]による。

2.破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A:杉板相互のずれ

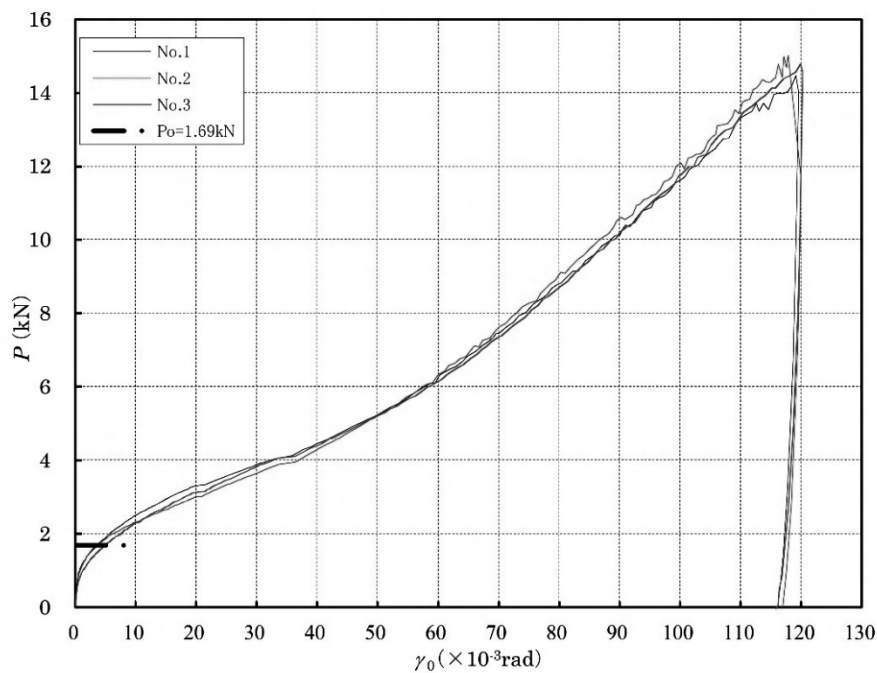


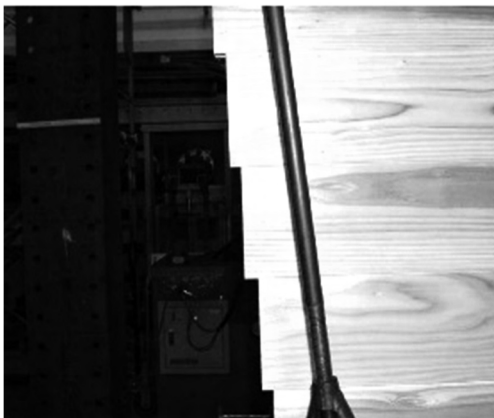
図 35 $P-\gamma_0$ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)



(a)全景



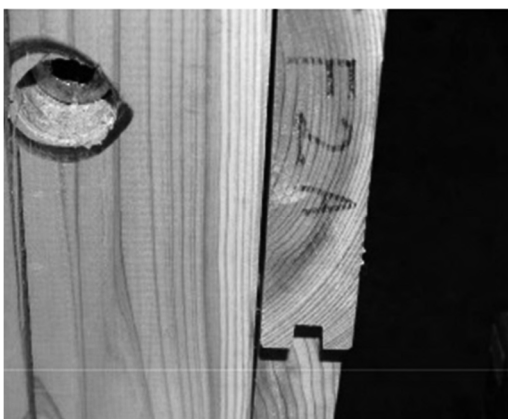
(b)全景(裏面)



(c)野地板のズレ



(d)大梁割裂



(e)野地板の浮き



(f)野地板木口のひび

写真 29

試験体No.2 試験終了時

(11) R1・屋根

いずれの試験体も $\gamma_0 = 5.1 \times 10^{-3}$ rad 時に杉板相互がずれ $\gamma_0 = 20.1 \sim 33.6 \times 10^{-3}$ rad 時に母屋切り欠き部の支圧変形し、 $\gamma_0 = 20.2 \sim 33.6 \times 10^{-3}$ rad 時に垂木（大栓）が母屋から抜け出しが発生した。その後、試験体No.1 及びNo.2 では、それぞれの現象が進展したが試験終了時（ $\gamma_0 = 150 \times 10^{-3}$ rad 時）まで耐力の低下は認められなかった。試験体No.3 ではそれぞれの現象が進展し $\gamma_0 = 144 \times 10^{-3}$ rad 時に大栓（ヒノキ 30mm 角）の破断が発生し、若干耐力が減少した。

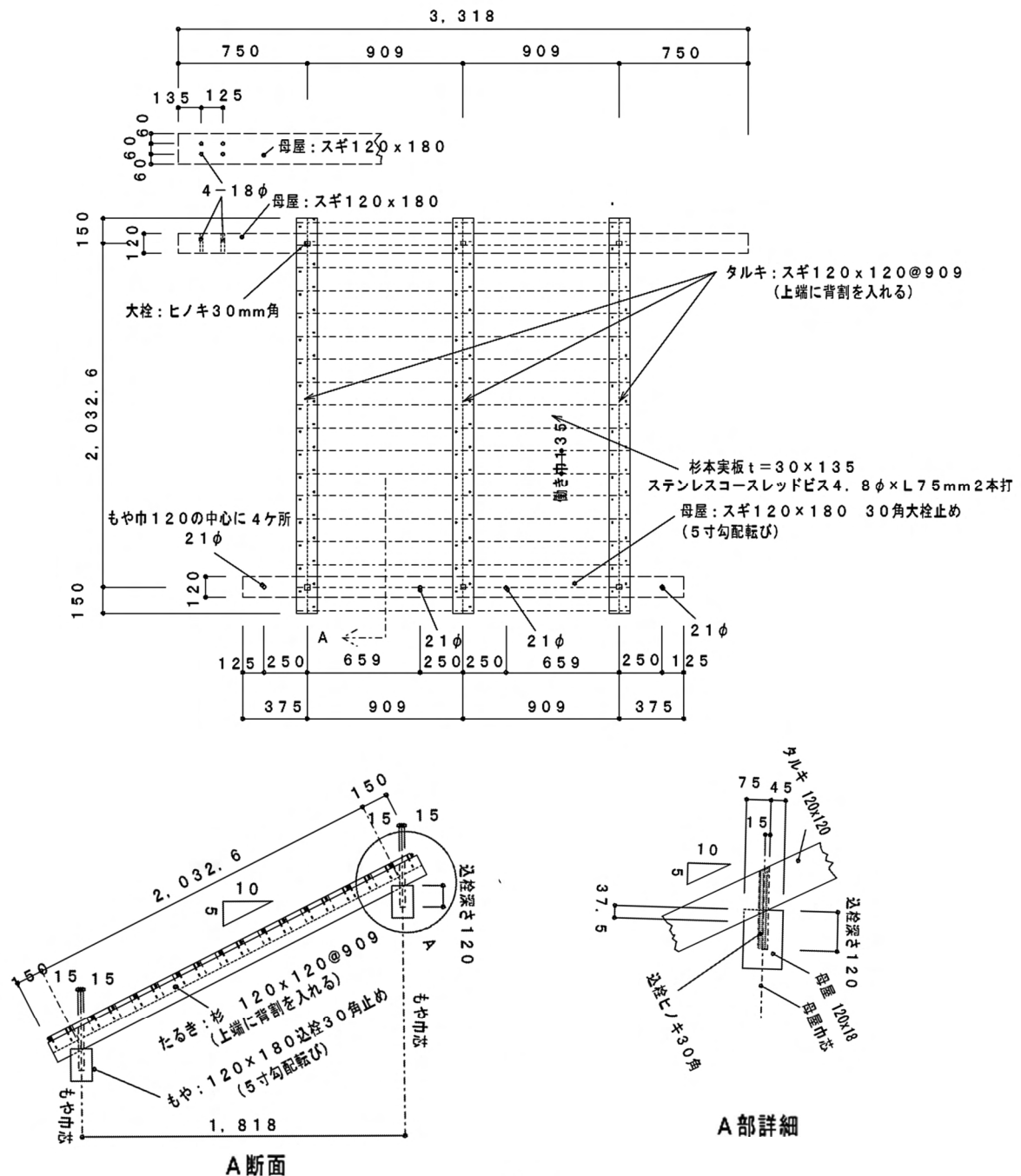


図 36 R1・屋根 詳細図

表 17 試験結果の一覧

(a) 各試験体の試験結果					
		試験体			
		No.1	No.2	No.3	
(1)	P_y	(kN)	2.19	2.71	2.51
(2)	$0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	(kN)	1.67	1.93	1.81
(3)	$(2/3) \cdot P_{\max}$	(kN)	3.46	4.19	3.85
(4)	P_{150}	(kN)	1.74	2.10	1.95
	P_{\max}	(kN)	5.19	6.29	5.78
	P_u	(kN)	4.00	4.89	4.40
	K	($\times 10^3 \text{ kN/rad}$)	0.16	0.18	0.17
	μ	(-)	2.69	2.46	2.61
	$1/\sqrt{2\mu-1}$	(-)	0.48	0.51	0.49
	γ_y	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	13.6	15.0	14.6
	γ_v	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	24.8	27.1	25.5
	γ_u	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	66.7	66.7	66.7
	γ_{p0}	($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	6.71	3.33	4.47
破壊状況		A	A	A, B	

(b) 床倍率の算出結果※						
	平均値 (kN)	変動係数 CV	ばらつき 係 数	50%下限値 (kN)	P_0 (kN)	床倍率
(1) P_y	2.47	0.105	0.951	2.35	1.74	0.48
(2) $0.2 \cdot P_u \sqrt{2\mu-1}$	1.81	0.072	0.966	1.74		
(3) $(2/3) \cdot P_{\max}$	3.83	0.095	0.955	3.66		
(4) P_{150}	1.93	0.094	0.956	1.84		

注) 1.表中の記号の定義および床倍率の算出方法を[付録1], [付録2]による。

2.破壊状況の記号の定義を以下に示す。

A: 垂木および込栓の母屋からの抜け出し B: 込栓の破断

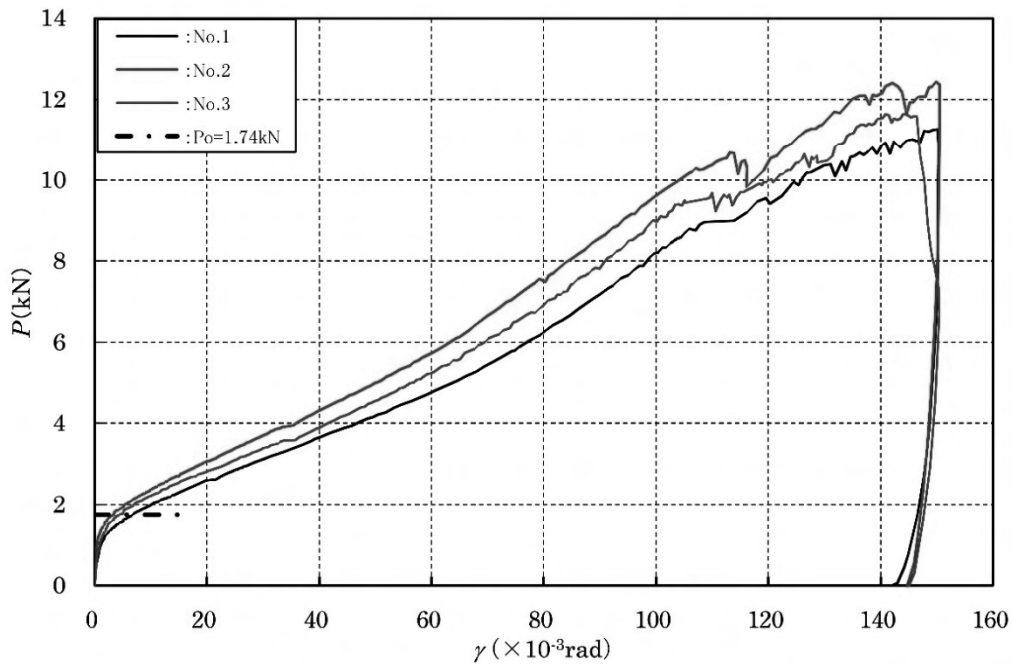


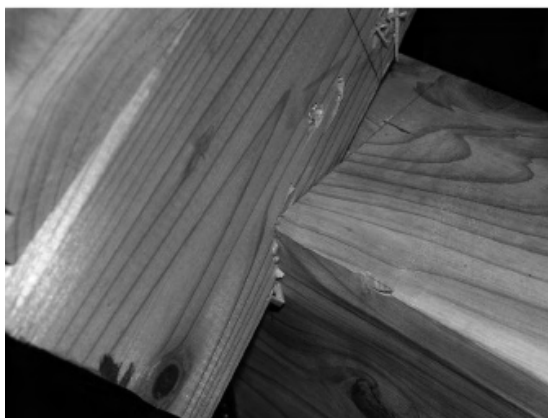
図 37 $P-\gamma$ 関係の包絡線 (試験体相互の比較)



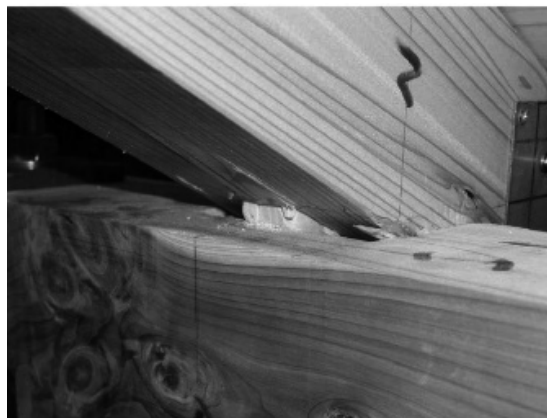
(a)全景



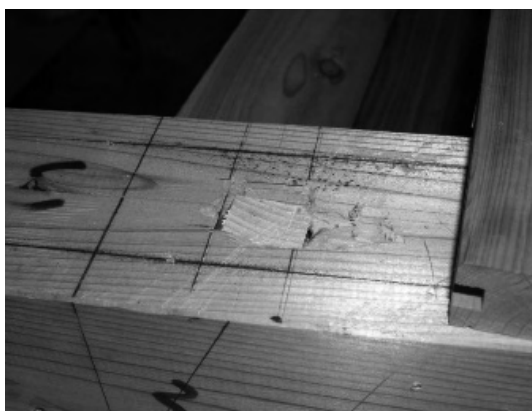
(d)杉板のズレ



(b)母屋と垂木



(d)垂木下端



(c)垂木大栓

写真 30

試験体No.2 試験終了時

5.2.3 地域材住宅の真壁による耐力壁の復元力特性

地域材住宅の真壁による各耐力壁の試験体3体の、平均の荷重変形角曲線を図38に示し、表18に文献5による P_y , $0.2Pu\sqrt{2\mu-1}$, $2/3P_{max}$, P_{120} それぞれの平均値の最小値を短期基準耐力 P_0 として調整係数 $\alpha=1$ の評価による壁倍率と実壁の巾を示す。この図38のグラフの記号が白抜きは1階用、黒塗りつぶしは2階用、グレー塗りつぶしは1, 2階共用、記号を結ぶ線が実線は実壁2P用、破線は実壁1P用である。なお、水平構面のF1の2階床とR1の屋根(1), (2)+小屋組を1点鎖線で示す。

地域材住宅の主要な壁は実壁1Pの1, 2階共用にした室内壁用のC1・3尺杉板パネル壁（棧の両側に杉本実板 $t=12.5\text{mm}$ を張った箱状のパネル）と外壁用のA1・3尺シッキイ塗壁（法規制による防火性と断熱性、また構造面からの剛性と軽量化の性能を得るために、杉板パネルの両側面に厚さ20mmのパーライトシッキイを塗った壁）である。C1・3尺杉板パネル壁は通常の落とし込み板壁と同様な杉板パネルの復元力特性の性状から、初期剛性は低いが $1/15\text{rad}$ の耐力は 2.8kN を示し、以後耐力は一定で大変形まで進んで行く。A1・3尺シッキイ塗壁は、C1・3尺杉板パネル壁の性状と、剛性が高いシッキイ塗の効果と併せ持ち、初期剛性が高く $1/30\text{rad}$ の耐力は 10.4kN になり、C1・3尺杉板パネル壁の4倍を示す。それ以降は負勾配になるが、大変形時の急激な耐力低下は小さく、十分な変形性能を有している。

力学特性を図38から概観すると、特定変形角 R が $1/30\sim 1/20\text{rad}$ 時に最大耐力 $10.2\sim 13.3\text{kN}$ を示す耐力が高いグループ（A1, B11, B21, B12, B22）と、特定変形角 R が $1/30\text{rad}$ で耐力が $2.5\text{kN}\sim 3.7\text{kN}$ の低いグループ（C1, D11, D12, E1）に分けられる。高いグループの中でA1・3尺シッキイ塗壁を除く他の耐力壁は腰壁である。この腰壁の耐力壁は、巾が大きい2PのB12・6尺差し鴨居付腰壁（1階用）B22・6尺腰壁（2階用）の方が、巾が小さい実壁1PのB11・3尺差し鴨居付腰壁（1階用）B21・3尺腰壁（2階用）よりも、高い耐力を示している。また、実壁2PのB12・6尺差し鴨居付腰壁は、差し鴨居の効果から、差し鴨居が無い同じ実壁の巾2PのB22・6尺腰壁よりも高い耐力を示している。なお実壁1PのB11・3尺差し鴨居付腰壁と差し鴨居が無い同じ実壁巾1PのB21・3尺腰壁は同じ復元力特性を示し、実壁1Pでは、実壁2PのB12・6尺差し鴨居付腰壁の様に実壁巾による差し鴨居の効果の影響は少ない。これらの腰壁の復元力特性は同じ様な性状を示し、 $1/20\text{rad}$ 付近で柱に曲げ亀裂が起こり、以降耐力は負勾配になっている。中でも差し鴨居が無い実壁2PのB22・6尺腰壁は、 $1/30\text{rad}$ 以降、急な耐力低下になっている。また、耐力が低いグループのD11・3尺差し鴨居壁（1階用）とD12・6尺差し鴨居壁（1階用）の耐力は、腰壁と異なり、実壁の巾が小さい1PのD11・3尺差し鴨居壁の方が、実壁2Pの巾が大きいD12・6尺差し鴨居壁より高い耐力を示している。実壁2PのE1・差し鴨居付通し柱壁（1階用）は、通し柱勝ちの仕口による胴差と差し鴨居の曲げ効果から、実壁2PのD12・6尺差し鴨居壁よりも、 $1/30\text{rad}$ 時の耐力は、2倍程大きい 4kN を示している。これらの耐力が低いグループの復元力特性は、差し鴨居接合部近辺の損傷が生じる $1/15\text{rad}$ 前後までは、耐力が増加し、その後の耐力低下は小さく、十分な変形性能を有している。

なお水平構面の F1・2 階床と R1・屋根(1), (2)+小屋組は、両方とも短期基準耐力は 1.7kN を示し、その後の耐力低下はなく増加する。最終変形 1/7rad の耐力は F1 が 14.6kN を、R1 は 11.6kN を示す。

壁量計算と 4 分割法の前提条件の剛床仮定について、図 38 と表 18 を参照して考察する。室内の鉛直構面を構成する耐力壁は、C1・杉板パネル壁、D11・3 尺差し鴨居壁、D12・6 尺差し鴨居壁、E1・差し鴨居付通し柱壁である。それと協働する水平構面は F1・2 階床と R1・屋根(1), (2)+小屋組である。この鉛直構面と水平構面の剛性は図 38 から分かるように、剛性が低いがほぼ等しく、復元力特性も同じ傾向である。そのため、地震動による鉛直構面と水平構面で構成する架構は一体となり、同じ方向に振動する並進運動になる。このことから F1・2 階床及び R1・屋根(1)(2)+小屋組は、水平構面の剛性が低くても剛床仮定が成り立つと考える。そのため復元力の加算則²⁾が成立する。

なお、特定変形時を 1/30rad の指標にしてその時の復元力を検証するのは、建築基準法・告示第 1457 号の安全限界変位 1/30rad に準ずることと、2 階の B22・6 尺腰壁の復元力特性だけは 1/30rad 後に急な耐力低下を起こしているのもので、安全側で加算則を行うためである。

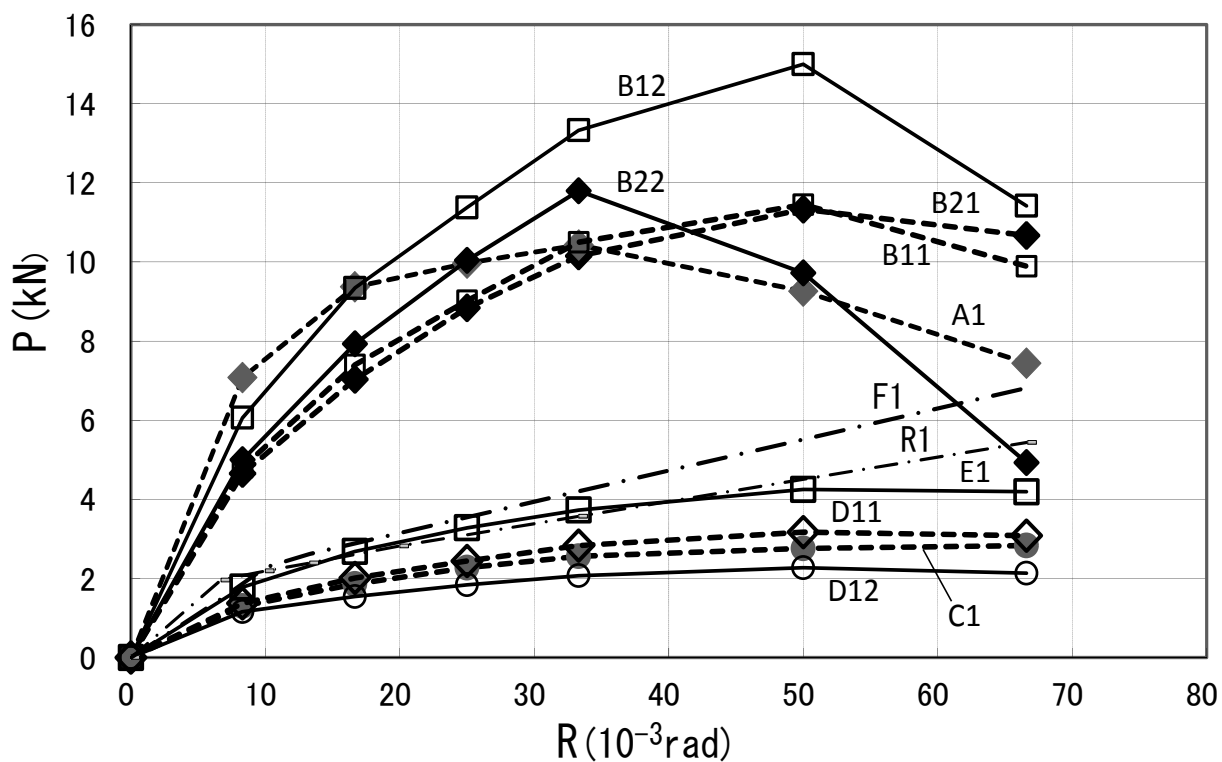


図 38 各試験体の P- δ 関係の曲線の比較

表 18 開発した真壁の耐力壁の構造特性一覧

符号	記号	開発した真壁の耐力壁		巾	特定変形時 (rad) の復元力 (kN)						壁倍率
		部位	名称		1/120	1/60	1/40	1/30	1/20	1/15	
(1)	A1	1・2階外壁	3尺シックイ塗壁	P	7.08	9.37	9.97	10.4	9.26	7.44	1.7
(2)	B11	1階外壁	3尺差し鴨居付腰壁	P	4.81	7.4	9.02	10.5	11.5	9.89	1.33
(3)	B12	1階外壁	6尺差し鴨居付腰壁	2P	6.06	9.34	11.4	13.3	15	11.42	1.61
(4)	B21	2階外壁	3尺腰壁	P	4.65	7.03	8.84	10.2	11.3	10.67	1.29
(5)	B22	2階外壁	6尺腰壁	2P	5	7.93	10	11.8	9.72	4.93	1.22
(6)	C1	1・2階室内壁	杉板パネル壁	P	1.3	1.86	2.27	2.56	2.76	2.83	0.35
(7)	D11	1階外壁・室内壁	3尺差し鴨居壁	P	1.37	2.01	2.44	2.83	3.17	3.08	0.37
(8)	D12	1階外壁・室内壁	6尺差し鴨居	2P	1.16	1.54	1.84	2.07	2.27	2.13	0.32
(9)	E1	1階外壁・室内壁	差し鴨居付通し柱	2P	1.78	2.68	3.28	3.73	4.25	4.19	0.49
記号		部位	仕様	巾	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30	終了時	床倍率
F1		2階床	杉本実床板t=30	2P	1.48	2.28	2.62	3.15	-	14.6	0.47
R1		屋根(1), (2)+小屋組	杉本実野地板t=30	2P	1.96	2.19	2.39	2.82	3.57	11.6	0.48

5.2.4 まとめ

A 1 漆喰塗壁は破壊性状のバラツキはあるが、初期剛性が高く大変形時での荷重低下が小さい。また十分な変形性能を有する復元力特性を持つ壁である。B 1 1, B 1 2 差し鴨居付漆喰塗腰壁あるいはB 2 1, B 2 2 漆喰塗腰壁は、1/20rad 付近で柱が曲げ破壊して、荷重が急激に低下する復元力特性である。C 1 杉板パネル壁は通常の落とし込み板壁⁶⁾と同様に大変形時まで荷重が上昇する壁である。D 1 1, D 1 2 差し鴨居壁とE 1 差し鴨居付通柱の壁は、接合部近傍の損傷により若干の荷重低下はあるが、大変形時での荷重低下が小さく、十分な変形性能を有する復元力特性である。なおF 1・2 階床、R1・屋根の水平構面も変位と共に耐力は減ずることなく増加していく復元力特性である。

以上から、開発した真壁の耐力壁と水平構面の床と屋根の耐震要素 11 種は、変形性能が高いことが分かった。この耐震要素で構成する地域材住宅は、塑性域における高い変形能力を持つ住宅が可能である。

参考文献

- 1) 完山利行 今西達也 杉本敏和：木造耐力壁の性能評価試験（評価方法と評価実績）（財）日本建築総合試験所 掲載通番号 141 PP. 24～34, 2010. 7
- 2) 土塗壁等告示に係わる技術解説書作成編集委員会：土塗壁・面格子壁・落とし込板壁の壁倍率に係る技術解説書（財）日本住宅・木造技術センター pp. 34-35, 135-139, 2004. 1
- 3) 中園真人 富士尚俊 岩田真次 盆子原和也 稲井英一 村上ひとみ：二重落とし込み板壁構法の提案と水平加力試験 日本建築学会技術報告集 第 23 号 pp. 315-320, 2006. 6
- 4) 丸山純夫 入江康隆：木造軸組真壁構造に用いる部材内蔵型金物の開発と力学特性 建築学会技術報告集 第 22 巻 第 50 号 pp. 81-88, 2016. 2
- 5) 中治弘行 清水秀丸 鈴木祥之 木造住宅土壁塗りの実大実験による耐震性能評価 その 1 実験の概要と結果 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)1998. 9
- 6) 鈴木祥之 中治弘行 鎌田照男 木造住宅土壁塗りの実大実験による耐震性能評価 その 2 耐震性能に関する研究 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)1998. 9
- 7) 清水秀丸 須田達 北原昭雄 鈴木祥之 後藤正美 軸組構法 2 階建木造住宅の実大実験 土壁付き軸組試験体の結果 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)2002. 8
- 8) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会、伝統構法を活かす木造耐震設計マニュアル、(株)学芸出版社、2004. 3, pp. 2-19
- 9) 木造軸組工法住宅の限界耐力計算法解説書編集委員会、木造軸組工法住宅の限界力計算設計の手引き、(財)日本住宅・木材技術センター、2005. 3, pp. 1-1～1-12
- 10) 杉本敏和 藤井雅也 小松幸平 村上雅英 井上隆二：壁倍率試験法の違いが力学的挙動に与える影響に関する研究、その 1 面材大壁耐力壁における上載荷重の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)2005. 9
- 11) 稲山正弘 青山章一 村上雅英：落とし込み板壁の面内せん断試験と力学的挙動の解析、日本建築学会構造系論文集第 7 巻 第 659 号 pp. 97-104, 2011. 1
- 12) 棚橋秀光 大岡優 伊津野和行 鈴木祥之：木材のめり込み降伏メカニズムと均等めり込み弾塑性変位の定式化、日本建築学会、構造系論文集第 76 巻第 662 号、 pp. 811～819、2011 年 4 月
- 13) 栃木県林業センター、「とちぎ材」のすすめ、2012. 3
- 14) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年度版）(財)日本住宅・木材技術センター、 pp. 565～574、2008. 12

第6章 実在住宅の壁を地域材住宅の耐力壁に置き替えた事例住宅の耐震性能の検証

6.1 まえがき

兵庫県南部地震時において、伝統的構法の住宅は降伏した後も粘り強く¹⁾抵抗し倒壊を免れた²⁾。現状の木造住宅においても、同様の耐震性能が発揮できれば、本震だけでなく余震を受けたとしても倒壊する可能性は低い。そこで、同様な耐震性能を持ち、地場産の杉の構成部品³⁾による、真壁の耐力壁で造る木造住宅(以後、地域材⁴⁾住宅)を提案する。この地域材住宅の耐震性能は、壁量計算⁵⁾と限界耐力計算⁶⁾の結果を比較して、大地震時に倒壊しないことが壁量計算から検証できることを確認する。

6.2 検証方法の方針

検証は壁量計算と限界耐力計算に基づく設計法を適用して、図1に示す様な手順で行う。この手順による検証方法を一般的な木造住宅⁷⁾に準用するには、耐震要素の構造的性質が異なるため別途に検討が必要であり、本論の地域材住宅に限るものである。そこで NP0 とちぎの木で家をつくる会の工務店と設計事務所が手がけた建築基準法施行令46条の必要壁量(以後、令46条及び必要壁量)による耐震性能を持つ、2階建ての実在住宅52棟の平面(間取り)をサンプルにして利用する。この実在住宅52棟の平面を変えずに、当該部位と同じに、地域材住宅用に開発した真壁の耐力壁、⁸⁾、⁹⁾と床、屋根を当てはめた木造住宅(以後、事例住宅)の壁量計算を行う。この時の存在壁量を必要壁量で除した比(以後、1/120rad. 時壁量充足率)を求める。偏心の検討はこの壁量で4分割法⁴⁾で行う。次の限界耐力計算は、地震による変形の応答とその過程が分かる変位増分法を用いて、稀に起こる地震時は特定変形時1/120rad. の建物の応答変位を求めて、極稀に起こる地震時は、建築基準法・告示第1457号第6の2に示される木造の1/30rad. を指標(以後、告示指標値)にした1/30rad. 時の復元力を仮定の壁量に換算して、令46条の必要壁量で除した比(以後、1/30rad. 時壁量充足率)を求める。壁量計算と限界耐力計算の算定結果から、1/120rad. 時壁量充足率と1/30rad. 時壁量充足率の関連を調べて、壁量計算だけで、倒壊しない安全限界変位を検証する。なお、安全限界変位の検定が壁量計算で可能になれば、構造一級建築士等の構造の専門家ではない建築士や大工工務店でも、検証できるので、本論の提案する地域材住宅の普及につながる。

実在する 2 階建て住宅 52 棟



- ・間取りを変えずに床、壁、屋根を地域材住宅仕様に変更

壁量計算



- ・新たな耐力壁の存在壁量の算定
- ・4 分割法による偏心の検討
- ・令 46 条の必要壁量
- ・1/120rad 時壁量充足率 (1/120rad 時存在壁量/令 46 条の必要壁量)

限界耐力計算(変位増分法)



- ・建物重量の算定
- ・1 質点に縮約
- ・1 質点の応答変位
- ・2 質点の応答変位
- ・損傷限界変位 1/120rad 時応答変位
- ・安全限界変位 1/30rad 時応答変位
- ・安全限界変位 1/30rad 時の復元力
- ・1/30rad 時の存在壁量 = 1/30rad 時復元力 / 1.96kN/m
- ・1/30rad 時壁量充足率 (1/30rad 時存在壁量/令 46 条の必要壁量)

1/120rad 時壁量充足率と安全限界変位の関連



- ・1/120rad 時壁量充足率と 1/30rad 時壁量充足率の関連性
- ・1/30rad 時壁量充足率と安全限界変位の関連性

壁量計算により安全限界変位の推定を確証

図 1 実用的な設計法による検証の工程図

6.3 実在住宅を地域材住宅の耐力壁に変換する方法

6.3.1 実在住宅 52 棟の建物概要

北関東地方に建築された実在住宅 52 棟は（図 2 に平面図と表 3 に概要を示す）すべて 2 階建てであり、中でも総 2 階建ては 1/4 を占めている。屋根は切妻屋根で日本瓦葺きが 9 割を占めており、延床面積の平均は 128 m²（38 坪）になっている。

6.3.2 実在住宅を地域材住宅の耐力壁で構成する木造住宅へ変換するルール

図 2 の事例住宅 52 棟を下の表 1 のルールで第 5 章, 図 14「地域材住宅に開発した耐力壁と床と屋根の構面一覧」の耐震要素^{8),9)}に変換する。

表 1 地域材住宅用に開発した耐力壁と床、屋根に交換するためのルール一覧表

- | |
|---|
| <ul style="list-style-type: none">① 平面（間取り）は 1P のグリッドを基準とする。② 実在住宅の間取りの柱や壁、建具の位置は変更しない。③ 屋根は 5 寸勾配とし、軒の出と妻の出は 1P とする。④ 交換する真壁の耐力壁は表 2 に示す A1～E1 の 9 種である。⑤ 外壁は C1 を除くシックイ塗の耐力壁を配置し、室内壁は C1, D11, D12, E1 のいずれかを配置する。⑥ 真壁の耐力壁の 2 階用は B21, B22 とし、他は 1 階用にする。A1, C1 は 1, 2 階共用とする。⑦ 管柱は開口部を除き 1P 間隔に配置する⑧ 通し柱の間隔を 2P, 3P, 4P, 5P, 6P のいずれかにする。 |
|---|

6.3.3 地域材住宅の耐力壁に構成する事例住宅

地域材住宅の仕様で構成する実在住宅No.1の1,2階平面図(以後、事例住宅No.1)を図2に示す。この平面図は実在住宅No.1の壁を地域材住宅の耐力壁(第5章,表6,図14)に交換した配置状況を示す。また、4分割法で分割する側端部を上、下と左、右の部分にすることを示し、棟の方向を基準にして、それと直交方向を張間方向とし、平行を桁行方向と区別することを示す。なお2P以上の壁は柱を1P間隔にして真壁の耐力壁のA1あるいはC1にする。これは表1の⑦のルールから、1階の「と通り1~3通り間」(図中☆で示す)の「と-2」に管柱を新設することを示す。また表1の⑧ルールにより、通し柱(図中の○印の柱)を張間方向は「い通り」と「と通り」間を6Pにして「1~6通り」を5Pにして「6~10通り」間を4Pに配置する。桁行方向の通し柱は「1、6、10通り」の「い~と通り」間を6Pにして配置する。

この様に、実在住宅を地域材住宅の耐力壁に変換した事例住宅52棟(No.1~No.52)の1,2階平面図を図2に示す。事例住宅52棟は図3の平面図に基づき耐震性を検証する。

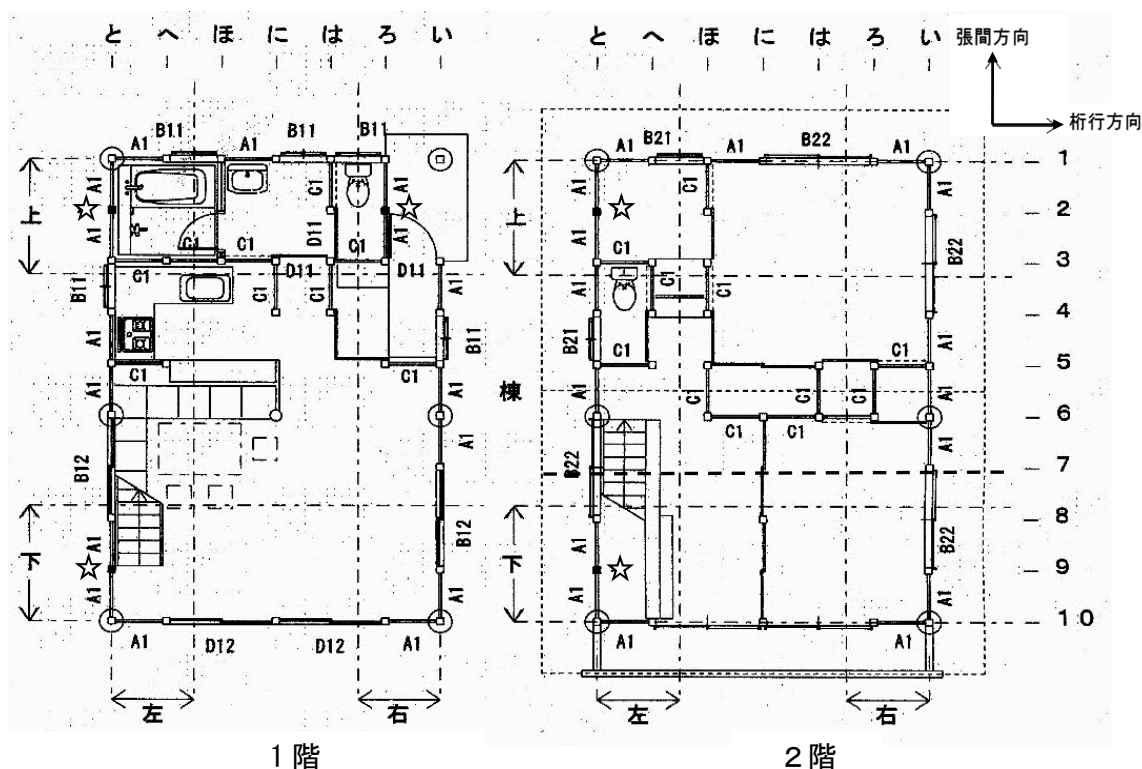











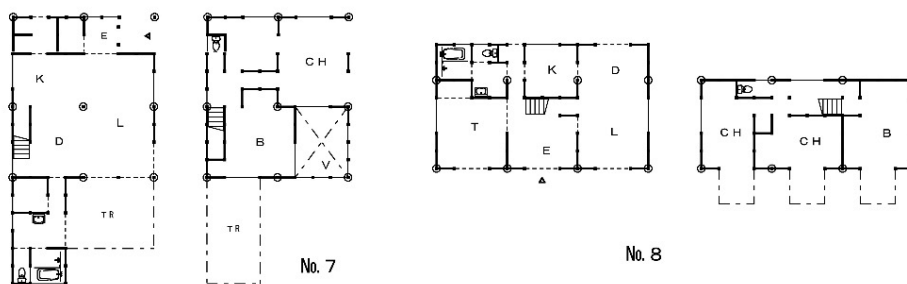
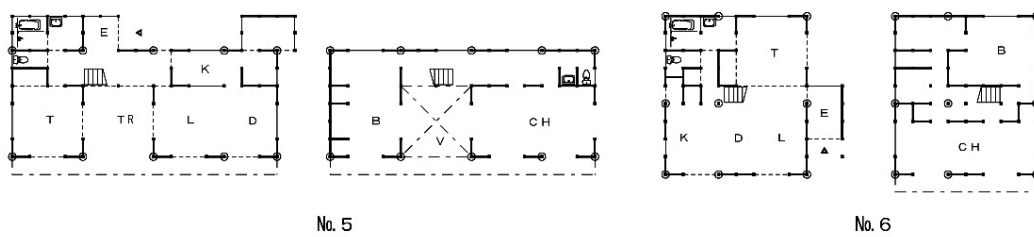
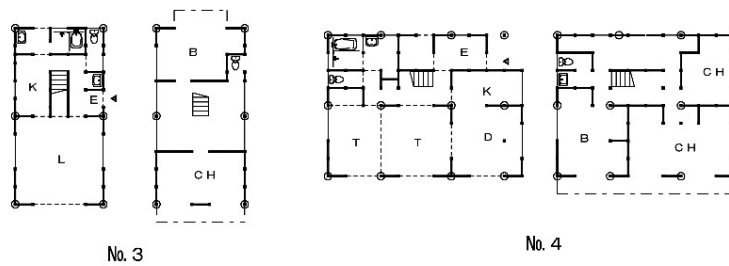
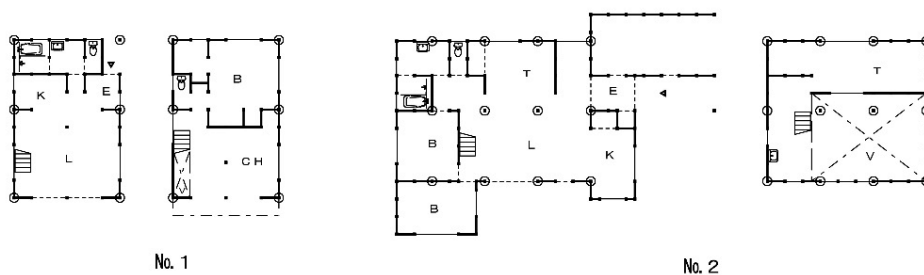
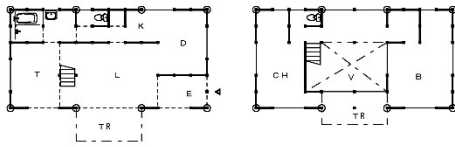


図2 実在住宅に地域材住宅の耐力壁に交換した事例住宅No.1の平面図

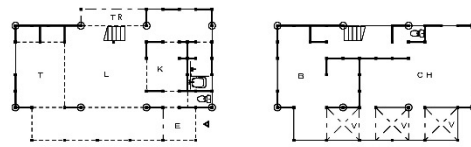
図3 事例住宅平面一覧

凡例		管柱	E	玄関		浴槽
		耐力壁（通柱）	K	台所		便器
		耐力壁（全壁）	D	食堂		洗面器
		耐力壁（腰壁）	L	居間		階段
		耐力壁（差し鴨居）	T	和室		入り口
		範囲	B	寝室		
			CH	子供室		
			TR	テラス		
			V	吹抜		

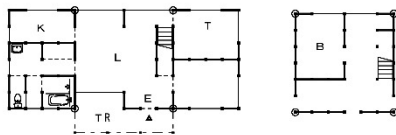




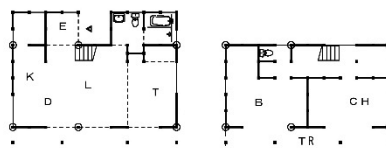
No. 9



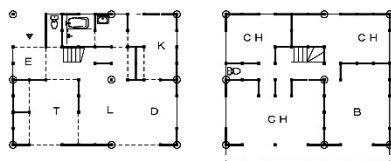
No. 10



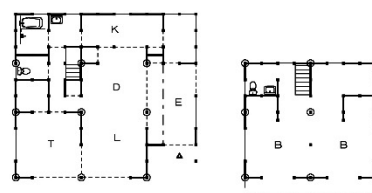
No. 11



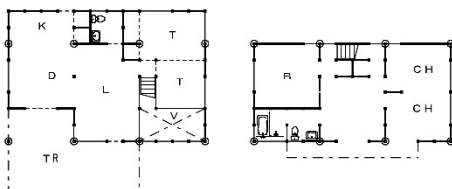
No. 12



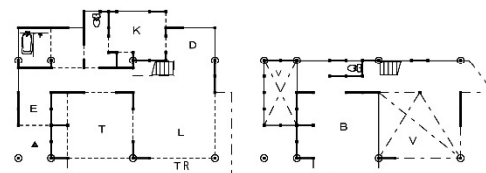
No. 13



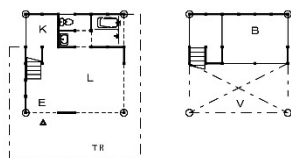
No. 14



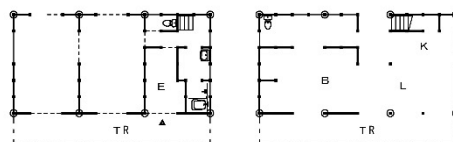
No. 15



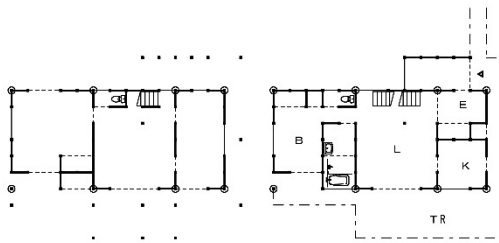
No. 16



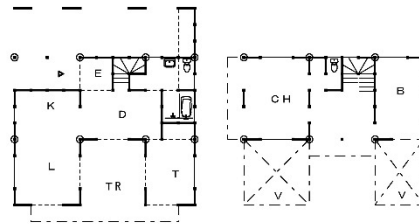
No. 17



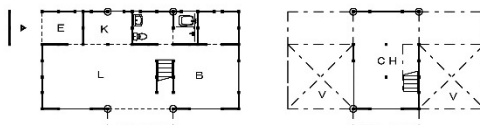
No. 18



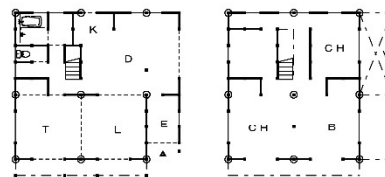
No. 19



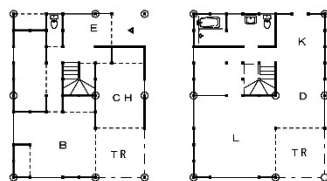
No. 20



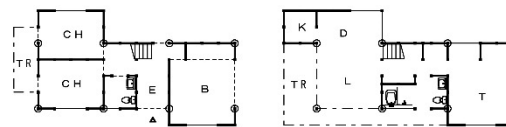
No. 21



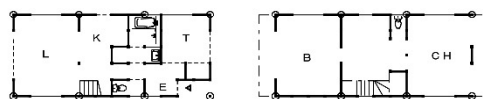
No. 22



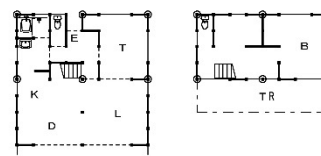
No. 23



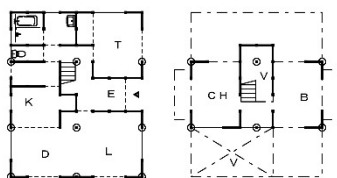
No. 24



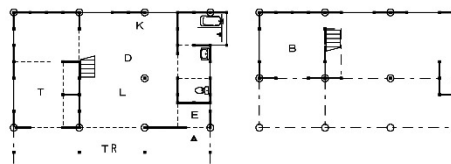
No. 25



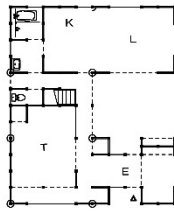
No. 26



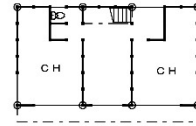
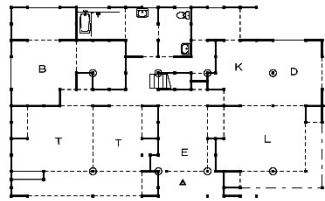
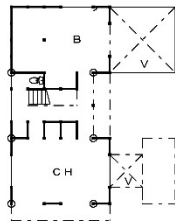
No. 27



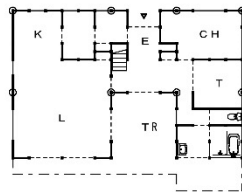
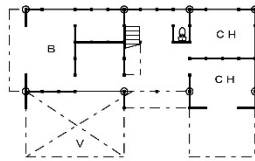
No. 28



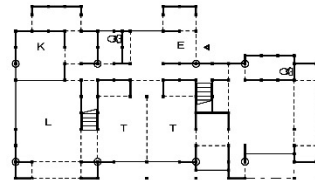
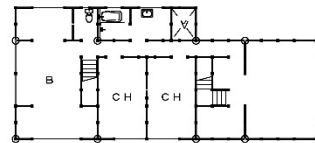
No. 29



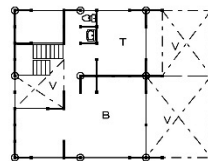
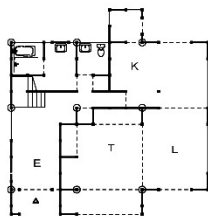
No. 30



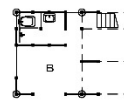
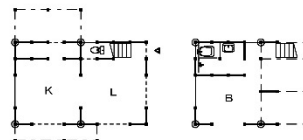
No. 31



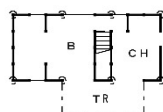
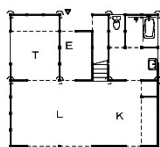
No. 32



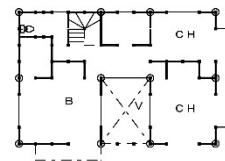
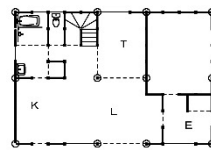
No. 33



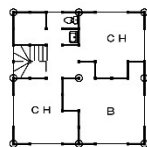
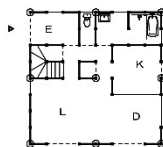
No. 34



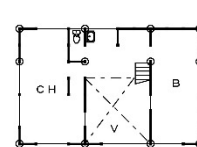
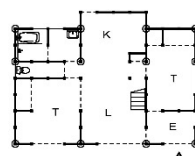
No. 35



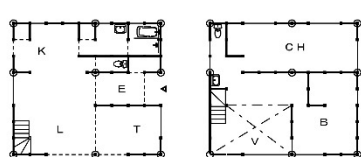
No. 36



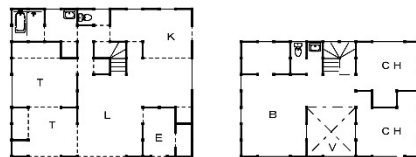
No. 37



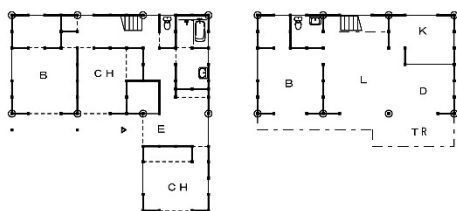
No. 38



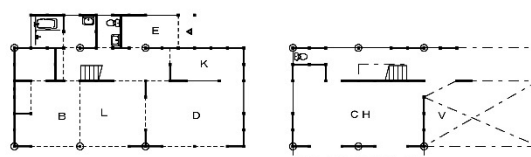
No. 3 9



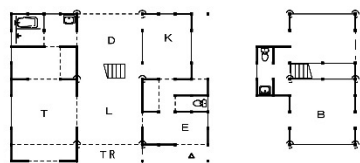
No. 4 0



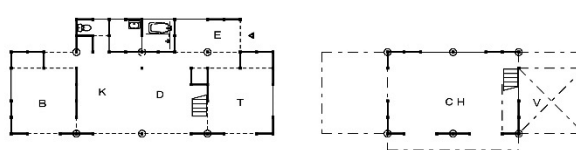
No. 4 1



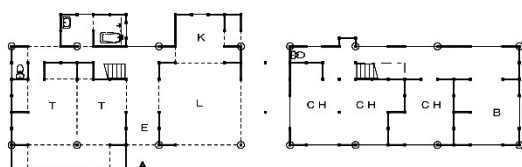
No. 4 2



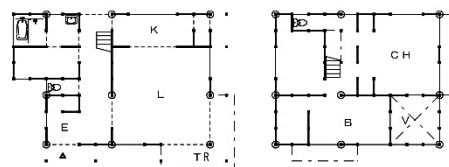
No. 4 3



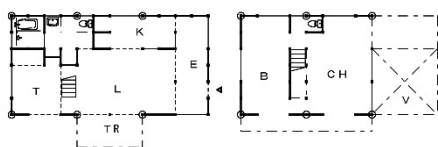
No. 4 4



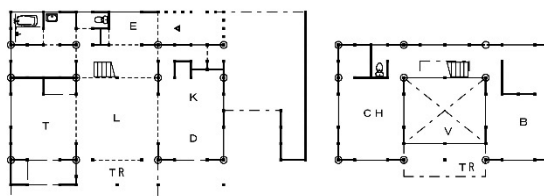
No. 4 5



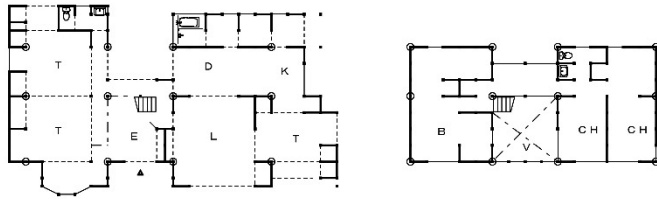
No. 4 6



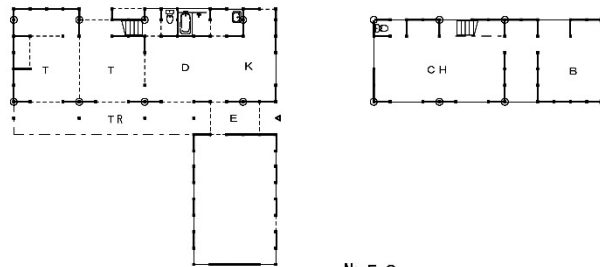
No. 4 7



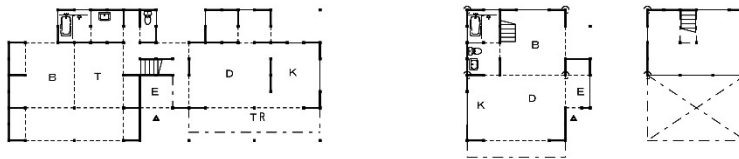
No. 4 8



No. 49



No. 50



No. 51

No. 52

6.4 地域材住宅の耐力壁で構成された事例住宅の力学特性を求めるための算定方法

次節の表 3 は事例住宅No.1 の壁量計算と 4 分割法及び限界耐力計算を実際に行っている計算表である。以下に表 3 の計算表の手順を踏まえて各算定を具体的に説明する。

6.4.1 地域材住宅の耐力壁で構成された事例住宅の固定荷重

限界耐力計算に用いる床面積当たりの固定荷重と、壁量計算で用いる令 84 条の床面積当たりの固定荷重との比は、屋根で 1.0, 床は 0.7, 壁は 1.4 になる。これを平均すれば、両者はほぼ同等の固定荷重になり、壁量計算と限界耐力計算に用いる地震用重量も同じになる。そのため、事例住宅の壁量計算と 4 分割法は令 84 条の固定荷重を用いて、限界耐力計算は第 5 章、表 6 に示す仕様による部位別に算出した固定荷重を用いる。なお、限界耐力計算の地震時荷重は、令第 82 条 5 第 3 号 ($Z=1$, $p=1.0$, 第 2 種地盤, $G_s=2.025$ (第 3 章 3.3 地震力を参照)) に倣う。但し低減係数 p は検定数が 52 棟と多いため安全側にして建築基準法告示による低減はしない。また積載荷重は令 85 条の居室の積載荷重に準じて、屋根の積載荷重は太陽光パネルの 200N/m^2 を見込む。

表 3 の 5. 設計荷重では、固定荷重の屋根荷重と床荷重は表 1 のルール①, ③により 1 ユニット ($P \times P$, $P=909\text{mm}=3$ 尺) とする単位面積の荷重とユニット数の積で求めている。壁重量は、第 5 章表 6 下段に示す固定荷重 (N/m^2) を第 5 章図 14 の (1) ~ (9) の 9 種の耐力壁のユニット 1 台当たりに変えた重量と、その耐力壁のユニット数の積を算定している。積載荷重も 1 ユニットとする単位床面積の荷重とユニット数の積で求めている。

6.4.2 壁量計算による 1/120rad 時壁量充足率と 4 分割法による偏心の算定方法

壁量計算²⁾の令 46 条による床面積に対する必要壁量は、第 5 章、表 6 の R1 屋根 (1) 日本瓦葺では、1 階が 33cm/m^2 2 階は 21cm/m^2 になり、また R1 屋根 (2) のガルバリウム鋼板葺では、1 階が 29cm/m^2 2 階は 15cm/m^2 である。地域材の耐力壁の壁倍率は第 5 章表 18 右欄に示し、耐力壁 (6) C1 ~ (9) E1 ように、壁倍率が 0.5 以下の壁も耐力壁とする。この壁量計算から、存在壁量を算定して、令 46 条の必要壁量で除した比の 1/120rad 時壁量充足率を求める。1/120rad 時壁量充足率が 1 を超えれば必要壁量を満足していることになる。

表 3 の 2, 3. 存在壁量と必要壁量の算定と 4 分割法による壁のバランスで、図 2 の平面図から 1, 2 階の張間、桁行方向の各通りの存在壁量を集計している。また床面積と風圧時の見付け面積を求めて令 46 条の壁量計算を行い、図 2 の平面図で示す様に、両側端部で双方での必要壁量が大きい方の値を採用して 4 分割法の壁充足率を求めている。次に、表 3 の 4. 建築基準法の必要壁量では、表 3 の 2, 3 の壁量を利用して、建築基準

法の耐震等級 1 と耐風等級 1 の必要壁量を求め、存在壁量と比べて短期荷重時を検討している。

6.4.3 限界耐力計算による損傷限界変位と安全限界変位及び 1/30rad. 時壁量充足率の算定方法

第 5 章, 図 14 の地域材住宅に開発した (1)A1～(9)E1 の耐力壁を表 1 のルールのもとで交換した事例住宅 52 棟を変位増分法の限界耐力計算により耐震性能の評価を行う。耐震性能の評価を損傷限界変位は稀に起こる地震について特定変位点 1/120rad. における建物の応答変形角を求め、安全限界変位は、極めて稀に起こる地震による建物の応答変形角を求める。(限界耐力計算の手順の要約は第 3 章 3.1①～⑥に示す。)

表 3 の 6, 7 [張間]、[桁行]の検討の(1)復元力特性は耐力壁を 1 ユニットの各変形角時の耐力として数量を拾い、集計して求めている。なお、表 3 の 6(3)建物概要の建物重量は、以下の限界耐力計算に用いるための数値である。またその下段の床面積当たりの重量と柱 1 本当当たりの重量は参考値として算定している。

表 3 の 6(1)～(5)は張間方向の、7(1)～(5)は桁行方向の変位増分法による限界耐力計算を示している。復元力特性は、図 4 の平面図に示す各耐力壁の数に第 5 章表 18 に対応する各耐力壁の特定変形時の復元力との積の合計が、表 3 の 6(1), 7(1)復元力特性に示す建物全体の各特定変形時の復元力 Q_1, Q_2 になる。この各特定変形時の、1 階張間及び桁行方向の建物全体の復元力 Q_1 を結ぶグラフが 6. (3), 7(3)に示す一質点系のグラフ内の復元力のグラフである。変形角 1/30rad. 時の復元力表 3 下段 2 列の 190.74kN である。1/30rad. 時の仮想の存在壁量は、この復元力 190.74kN を壁倍率 1 の許容耐力 1.96kN/m で除した換算値 97.31m である。この値を 1 階の必要壁量 14.72m/m² (=1 階床面積 44.6 m²×必要壁量 33 (cm/m²)) で除した値が 1 階 1/30rad. 時壁量充足率 6.61 になる。また、この表の最下段に、各特定変形角時の 1 階 Q_1 の復元力を、建物重量で除したベースシア係数 C_B を算出している。

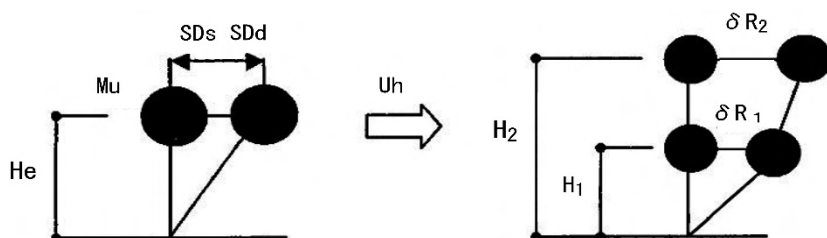


図 4 1 質点の変位応答から 2 質点の変位応答への変換

次の表 3 の 6(2) 7(3)は等価な 1 質点系に縮約する一連の計算過程を示す。まず、この復元力 Q_1, Q_2 と特定の変形角 (1/120rad. ～1/15rad.) から等価剛性 K_{e1}, K_{e2} を求め、固有角振動数 ω 算定して固有周期 T を算出する。これを踏まえて、以降は、限界耐力計算

の変位増分法による一連の規準式を用いて、1 質点系の稀に発生する地震に対する応答値と、極稀に発生する地震に対する応答値を算定する。事例住宅No.1 の張間方向の安全限界変位は、張間、桁行方向の応答変形角 $XR_1=1/43\text{rad}$ (表 3 の 6(2) 最下行右 3 列) $1/31\text{rad}$. (7(2) 最下行右 3 列) になる。このように算定して作成した、表 3 の 6(3), 7(3) に 1 質点の復元力 $Q(\text{kN})$ のグラフと、極めて稀に起こる地震と稀に起こる地震に対する応答せん断力 $Q(\text{kN})$ と応答変位 $\Delta(\text{m})$ の関係のグラフ (必要性能スペクトル) を示す。この図の復元力 $Q(\text{kN})$ と極稀に起こる地震の必要性能スペクトルのグラフの交点は、1 質点の極めて稀に起こる地震に対する真の応答変位である。この張間、桁行方向の 1 質点の応答変位 SD_s は 0.08m (6(2) 下 4 行右 4 列), 0.134m (7(2) 下 4 行右 3 列) であり、1 質点の変形角 R は張間方向で $1/40\text{rad}$, 桁行方向は $1/30\text{rad}$. 程度になることを示している。また、損傷限界変位は 1 質点の変形角 R に対する張間、桁行方向の応答変形角 $XR_1=141\text{rad}$. (6(2) 下 4 行右列) $XR_1=111\text{rad}$. (7(2) 下 4 行右列) で $R=1/15\text{rad}$ において損傷限界変位 $1/120\text{rad}$ を少し超えているがほぼ等しく、他の 1 階応答変形角 XR_1 はすべて低くなっている。そのため、表 3 の 6(3), 7(3) の 1 質点のグラフにおいて、稀に起こる地震に対する必要性能スペクトルのグラフは、極稀に起こる地震に対する必要性能スペクトルのグラフのように、復元力のグラフを突き出していない。なお応答値のグラフが復元力のグラフと交差せず、上方に離れている場合は倒壊を意味する。

表 3 の 6(4), 7(4) 2 質点系の真の応答値は、稀に起こる地震と極めて稀に起こる地震による建物の応答値について、2 階建ての 2 質点から 1 質点に縮約した質量 M_u の極めて稀に起こる地震時の応答変位 SD_s と稀に起こる地震時の応答変位 SD_d を算定している。この応答変位を係数 U_h を用いて、1, 2 階の応答変位 $\delta R_1, \delta R_2$ に変換する。1 階変位 $U_1=0.0816\text{m}$, 2 階変位 $U_2=0.1293\text{m}$ (1, 2 階の剛性と固有周期による変形) と $H_e=3.98\text{m}$ (1 質点の代表高さ) から $U_h=1.392$ (1 質点から 2 質点の応答変位に変換するための係数) が算定される。この U_h により、1 質点の応答変位 $SD_s=0.094\text{m}$ を 2 質点の 1, 2 階応答変位 $\delta R_1=0.057\text{m}$, $\delta R_2=0.11\text{m}$ に変換した値から、1 階応答変形角 $XR_1=1/43\text{rad}$ (表 3 の 6(4) 下 1, 2 行) この 2 階応答変形角 $XR_2=1/43\text{rad}$ (表 3 の 6(4) 下 2 行) が導かれる。

表 3 の 6(5), 7(6) では応答値の性能をチェックをしている。

これまでの一連の算定は Excel の表計算ソフトで行っている。また、この計算で事例住宅 52 棟も行い、第 6 章表 5, 6, 7 に結果をまとめている。

足利市本城2丁目・為谷邸

1.設計方針

- [illegible]

2. 張間方向の存在壁量と必要壁量の算定及び4分割法による壁のバランス

[illegible]

表3 事例住宅No.1の壁量計算表と限界耐力計算表

建方 角	耐力壁の種類	シックウイ壁	壁型6尺	壁型3尺	杉板壁	差し叫居6尺	差し叫居3尺	通柱	各通リ存在壁 量 (m)			基礎法用床 面積 A	a 小屋裏面積は1/2 (Xa-Ya) ハルニ二一面積は0.2Xa-Ya	品増重量 計算用床面積 S	天井面積Sw	4分割 必要積 床面積	基準法 必要型 重量	判定				
	壁性率	1.7	1.22	1.29	0.35	0.32	0.37	0.49	L	pX	pY	pX・pY	pXa	pYa	A+a	pXw	Yw	pYw	1/4-A	Ln/4	√Ln>	
2階 イン	い	4	1	1					9.31	8.181	0.454	3.714	4.545	0.454	5.09	0.454	2.385	1.08	11.15	2.3	5.4	○
	ろ	2			2				3.40	8.181	0.909	7.437	4.545	0.909	2.754	0.909	2.385	2.17	11.15	2.3	5.4	○
	に				1				0.70	8.181	0.909	7.437	4.545	0.909	2.754	0.909	2.385	2.17				
	ほ								0.35	8.181	0.909	7.437	4.545	0.909	2.754	0.909	2.385	2.17				
	へ								0.00	8.181	0.909	7.437	4.545	0.909	2.754	0.909	2.385	2.17				
	と								0.00	8.181	0.909	7.437	4.545	0.909	2.754	0.909	2.385	2.17	11.15	2.3	5.4	○
	ち	6	1	1					12.71	8.181	0.454	3.714	4.545	0.454	5.09	0.454	2.385	1.08	11.15	2.3	5.4	○
	り								0.00			0		0		0	0.00	0.00				
	め								0.00			0		0		0	0.00	0.00				
	る								0.00			0		0		0	0.00	0.00				
	を								0.00			0		0		0	0.00	0.00				
	わ								0.00			0		0		0	0.00	0.00				
か								0.00			0		0		0	0.00	0.00					
に								0.00			0		0		0	0.00	0.00					
れ								0.00			0		0		0	0.00	0.00					
そ								0.00			0		0		0	0.00	0.00					
つ		7	1	2					15.70			0		0		0	0.00	0.00				
耐力壁数		12	2	2	2	0	0	0	49.17			44.61										
									18.52													
									77.65													

3.桁行方向の存在壁量と必要壁量の算定及び4分割法による壁のバランス

桁行 方向	耐力壁の種類	シックイ壁	壁量6尺		壁量3尺		杉板壁		各通リ存在壁 量 (m)	pX	pY	pX・pY	a 小屋壁面積は1.4/2.1(Xa・Ya) パイルコーン面積は0.4Xa・Ya				品確法壁量 計算用床面積 積S	見付面積Sw			4分割 床面積	1/4・A	Ln/4	L/n>	壁量充足率	判定
			1.7	1.22	1.29	0.35							L	pX	pY	pX・pY		pXa	pYa	1.4Xa・Ya/2.1 0.4Xa・Ya						
2階	壁倍率	3	1	1		0.35		7.61	5.454	0.454	2.476	4.958	5.454	0.454	1.651	4.127	0.454	0.31	0.14							
	1							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	1.78	1.62							
	2							0.35	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03							
	3							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44							
	4							0.35	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	3.13	2.85							
	5							1.05	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	1.651	0.458	6.609	0.909	0.9	0.82						
	6							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03							
	7							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44							
	1/4桁							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	3.13	2.85							
	8							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03							
	9							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44							
	10	2						3.40	5.454	0.454	2.476	4.958	5.454	0.454	1.651	0.458	6.609	0.909	0.9	0.82						
	11							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03							
	12							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44							
13							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	3.13	2.85								
14							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03								
耐力壁数		5	1	1	5.35			12.76			44.62				16.92	61.14	10.31									
桁行 方向	耐力壁の種類	シックイ壁	差し剛居付壁 壁6尺		差し剛居付壁 壁3尺		杉板壁	通柱	各通リ存在壁 量 (m)	pX	pY	pX・pY	a 小屋壁面積は1.4/2.1(Xa・Ya) パイルコーン面積は0.4Xa・Ya				品確法壁量 計算用床面積 積S	見付面積Sw			4分割 床面積	1/4・A	Ln/4	L/n>	壁量充足率	判定
1階	壁倍率	1.7	1.22	1.29	0.35	0.32	0.37	0.49	L	pX	pY	pX・pY	pXa	pYa	1.4Xa・Ya/2.1 0.4Xa・Ya	A+a		pXw	Yw	pXw・Yw						
2階	壁倍率	2		3				1	7.76	5.454	0.454	2.476	4.958	5.454	0.454	1.651	4.127	0.454	0.31	0.14						
	1								0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	1.78	1.62						
	2								2.14	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03						
	3							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44							
	4							0.35	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	3.13	2.85							
	5	2						1	3.89	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	1.651	0.458	6.609	0.909	0.9	0.82					
	6							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03							
	7							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44							
	1/4桁							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	3.13	2.85							
	8							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03							
	9							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44							
	10	2						4.53	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03							
	11							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44							
	12							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	3.13	2.85							
13							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.23	2.03								
14							0.00	5.454	0.909	4.958	4.958	5.454	0.909	3.305	8.263	0.909	2.68	2.44								
耐力壁数		6	0	3	4			18.32			42.14				0	58.66	16.71									

4. 建築基準法の必要壁量

層根の種類	建築基準法(耐震等級1)の必要壁量 算付面積	必要壁量(m)	存在壁量	判定	層根の種類	建築基準法(耐震等級1)の必要壁量 算付面積	必要壁量(m)	存在壁量	判定
桁行方向	2階 1階	0.21 0.33	44.61 14.72	○ ○	桁行方向	2階 1階	0.5 0.5	13.01 19.52	○ ○
桁行方向	2階 1階	0.21 0.33	44.62 42.14	○ ○	桁行方向	2階 1階	0.5 0.5	10.31 13.51	○ ○

5. 設計荷重

部位	種類	寸法 P×P	数量 P×P	単位重量 重量(N)	(1) 固定荷重 DL (N)	
屋根(1)	日本瓦	8	5.5	2	88	740
小屋裏壁	シックイ壁	9	1	2	18	1050
小屋裏組	小屋裏床	6	5	1	54	380
2階張間方向耐震要素	シックイ壁	6	5	1	30	110
	腰壁6尺			11	2100	23100
	腰壁3尺			3	3000	9000
	杉板壁			6	1600	1600
2階桁行方向耐震要素	シックイ壁			6	500	3000
	腰壁6尺			3	2100	10500
	腰壁3尺			1	3000	3000
	杉板壁			1	1600	1600
2階床	シックイ壁	6	9	1	54	530
ハルコニー	シックイ壁	6	1	1	12	2100
1階張間方向耐震要素	差し鴨居付腰壁6尺			2	3000	6000
	差し鴨居付腰壁3尺			2	1600	3200
	杉板壁			3	500	1500
	差し鴨居6尺			0	930	0
	差し鴨居3尺			0	930	0
	通柱			0	1300	0
1階桁行方向耐震要素	シックイ壁			6	2020	12120
	差し鴨居付腰壁6尺			0	2590	0
	差し鴨居付腰壁3尺			3	2590	7770
	杉板壁			4	2500	10000
	差し鴨居6尺			2	1300	2600
	差し鴨居3尺			2	700	1400
1階床	通柱	6	9	1	3	1300
				54	290	15660
				建物総固定荷重(8)→	281845 N	
(2) 地震用積載荷重 L (N)						
2階	屋根	P×P=0.909×0.909×200=170N		N/P・P	P・P	
1階	小屋裏床	P×P=0.909×0.909×600=500N		170	88	③ 14960 N
	ハルコニー	P×P=0.909×0.909×600=500N		500	30	④ 15000 N
	2階床	P×P=0.909×0.909×600=500N		500	6	⑤ 3000 N
	1階床	P×P=0.909×0.909×600=500N		500	54	⑥ 27000 N
				500	54	⑦ 27000 N
(3) 地震用建物重量 W (kN)						
2階	【桁行方向】		①+③+④	165037.5 N		165.04 kN
1階	【張間方向】		①+③+④	165037.5 N		165.04 kN
	【桁行方向】		②+⑤+⑥	124262.5 N		124.26 kN
	【張間方向】		②+⑤+⑥	124262.5 N		124.26 kN
(4) 建物概要						
(単位 1kgW=9.8N)	地震用建物重量	W 重量(kN)	Mu 質量(t)		地域係数Z	表層地盤による加速度増幅率 Gsの算出法
	2階	【張間方向】 桁行方向	【張間方向】 桁行方向			Gsの算出法
	2階	165.04	16.8			簡略計算
	1階	124.3	12.7			Gs
	合計	289.3	29.5			第2種地盤
	③+④+⑤+⑥+⑦+⑧=ΣW		36880.5 N			2025
建物総重量	1階床面積(m ²)	A=44.62	ΣW/A=			
1階床面積(m ²)	1階柱本数	N=36	⑨/N=			
1階管柱柱頭1本当り重量						

6. 【張間方向】の検討

(1) 復元力特性 ΔQ

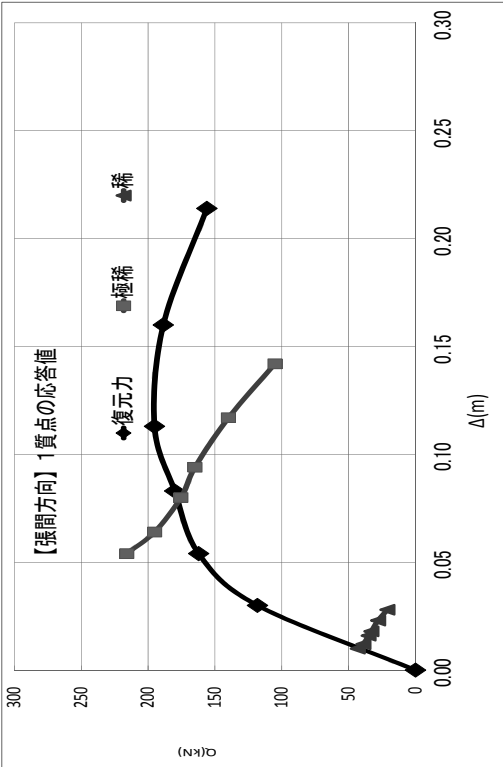
【張間方向】	変形角 $1/R$ (rad)	耐震要素数	0	60		40		30		20		15	
				復元力特性 小計	復元力特性	復元力特性 小計	復元力特性	復元力特性 小計	復元力特性	復元力特性 小計	復元力特性	復元力特性 小計	復元力特性 小計
2階	耐震要素												
	シックイ壁	11	0	77.88	9.37	103.07	10.43	114.73	9.26	101.86	7.44	81.84	
	腰壁6尺	3	0	15	7.93	23.79	10.04	35.4	9.72	29.16	4.93	14.79	
	腰壁3尺	1	0	4.65	7.03	7.03	8.84	10.15	11.33	11.33	10.67	10.67	
	杉板壁	6	0	7.8	1.86	11.16	2.27	15.36	2.76	16.56	2.83	16.98	
	Q2 (kN)		0	105.33		145.05		175.64		158.91		124.28	
1階	耐震要素	耐震要素数	数量	復元力特性 小計	復元力特性	復元力特性 小計	復元力特性	復元力特性 小計	復元力特性	復元力特性 小計	復元力特性	復元力特性 小計	復元力特性 小計
	シックイ壁	12	0	84.96	9.37	112.44	10.43	125.16	9.26	111.12	7.44	89.28	
	差し鴨居付腰壁6尺	2	0	12.12	9.34	18.68	11.38	26.66	15	30	11.42	22.84	
	差し鴨居付腰壁3尺	2	0	9.62	7.4	14.8	10.5	21	11.45	22.9	9.89	19.78	
	杉板壁	3	0	3.9	1.86	5.58	2.27	7.68	2.76	8.28	2.83	8.49	
	差し鴨居6尺	3	0	3.48	1.54	4.62	1.84	6.21	2.27	6.81	2.13	6.39	
	差し鴨居3尺	3	0	4.11	2.01	6.03	2.44	8.49	3.17	9.51	3.08	9.24	
	通柱	0	0	0	2.68	0	3.73	0	4.25	0	4.19	0	
	Q1 (kN)		0	118.19		162.15		195.2		188.62		156.02	
	ベースシア係数 C_b			0.4		0.56		0.67		0.65		0.53	

(2) 1 質点系への縮約

【張間方向】				変形角 1/R (rad)	120	60	40	30	20	15
等価剛性	Kl	$K_{s2} = Q_2 / \Delta_2$ $K_{s1} = Q_1 / \Delta_1$	(kN/m)		5543	3817	2846	2311	1393	817
固有角振動数	ω	ω $(K_{s2} + K_{s1} - M_{j1}) \cdot \omega^2 (K_{s2} - M_{j2} \omega^2) - K_{s2} = 0$	(m/s)	2階 1階 解(1) 解(2)	5788	3971	2940	2390	1539	955
固有周期	T	$T = 2\pi / \omega$	(sec)	解(1) 解(2)	32.92 12.29	27.3 10.15	23.55 8.68	21.22 7.83	16.66 6.61	12.89 5.4
固有変形モード	u_2/u_1	$u_2/u_1 = -(K_{s1} + K_{s2}) \cdot M_{j1} / (K_{s2})$ $\sigma_1 = H_1 / R$ (m) $\sigma_2 = \sigma_1 \cdot u_2 / u_1$ (m) $\sigma_2 - \sigma_1$ (m) $\Delta = (W_1 \sigma_1 + W_2 \sigma_2) / (W_1 + W_2)$ He=(W ₁ H ₁ +W ₂ H ₂)/(W ₁ +W ₂)			1.698					
代表変位	Δ		(m)		0.0204	0.0408	0.0612	0.0816	0.1225	0.1633
代表高さ	He		(m)		0.0346	0.0611	0.094	0.1293	0.1793	0.2412
有効質量	Mu	$Mu = (W_1 \sigma_1 + W_2 \sigma_2)^2 / (W_1 \sigma_1^2 + W_2 \sigma_2^2)$	(t)		0.0142	0.0203	0.0328	0.0477	0.0568	0.0779
等価剛性	Ke	$Ke = Q / \Delta$	(kN/m)		0.03	0.054	0.083	0.113	0.16	0.214
等価周期	Te	$Te = 2\pi \sqrt{Mu/Ke}$ (sec) $(\Delta - Q_1 / 120Ke)$ $\Delta W = Q_1 \cdot (\Delta - Q_1 / 120Ke)$ $W = 1/2 \cdot \Delta Q_1$ heq=1/4 $\pi \cdot \Delta W/W$			4.029	3.967	3.98	3.995	3.955	3.96
等価粘性減衰定数	heq				272.712	279.031	277.83	276.29	280.072	279.664
1+10h					27.827	28.472	28.35	28.192	28.578	28.537
振動の減衰による加速度的減衰率	Fh	$Fh = 1.5 / 1 + 10h$			3939	3002	2169	1727	1178	729
階数2の等価周期の調整係数	p				0.528	0.611	0.718	0.802	0.978	1.242
有効質量比の調整係数	q	$S_{Ad} = 1.024 / Te$ (m/S ²) $Q_s = 2.025$ $S_{Ad} = S_{Ad} \cdot Q_s \cdot Fh \cdot p \cdot q \cdot Z$ (m/S ²) $Te/2\pi$ $S_{bdl} = (Te/2\pi)^2 \cdot S_{Ad}$ (m) $Q_{Ad} = Mu \cdot S_{Ad}$ (kN) $XR = He/S_{bdl}$ (rad) $Q_s = 5.12/Te$ (m/S ²) $Q_s = S_{os} \cdot G_s \cdot Fh \cdot p \cdot q \cdot Z$ (m/S ²) $Te/2\pi$ $S_{bs} = (Te/2\pi)^2 \cdot S_{As}$ (m) $Q_{ns} = Mu \cdot S_{As}$ (kN) $XR = He/S_{bs}$ (rad)			0.097	0.123	0.147	0.161	0.176	0.189
					1.97	2.23	2.47	2.61	2.76	2.89
					0.761	0.672	0.607	0.574	0.543	0.519
					0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
					1.06	1.036	1.04	1.046	1.032	1.033
					1	1	1	1	1	1
					1.6	1.6	1.426	1.276	1.047	0.824
					1.5	1.5	1.682	1.879	2.025	2.025
					1.552	1.371	1.238	1.170	0.979	0.736
					0.084	0.097	0.114	0.127	0.155	0.197
					0.01	0.012	0.016	0.018	0.023	0.028
					43.19	39.03	35.08	32.97	27.96	21
					403	331	249	222	172	141
					8	8	7.13	6.384	5.235	4.122
					1.5	1.5	1.682	1.879	2.025	2.025
					7.762	6.854	6.188	5.853	4.893	3.682
					0.084	0.097	0.114	0.127	0.155	0.197
					0.054	0.064	0.08	0.094	0.117	0.142
					215.99	195.15	175.41	164.99	139.82	105.08
					75	62	50	43	34	28
【張間方向】				変形角 1/R (rad)	120	60	40	30	20	15

(3) 縮約した1質点系の応答値のグラフ

【張間方向】	0	120	60	40	30	20	15
$\Delta = RH$ (m)	0	0.030	0.054	0.083	0.113	0.160	0.214
復元力 Q (kN)	0	118.19	162.15	180.09	195.2	188.62	156.02
稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{nd} (kN)		43.19	39.03	35.08	32.97	27.96	21
S_{Dd} (m)		0.01	0.012	0.016	0.018	0.023	0.028
極稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{ns} (kN)		215.99	195.15	175.41	164.99	139.82	105.08
S_{Dns} (m)		0.054	0.064	0.08	0.094	0.117	0.142



(4) 2質点系における真の応答値

【張間方向】	変形角 1/R (rad)	120	60	40	30	20	15
$\sigma 1$ (m)		0.0204	0.0408	0.0612	0.0816	0.1225	0.1633
$\sigma 2$ (m)		0.0346	0.0611	0.094	0.1293	0.1793	0.2412
稀に起こる地震に対する応答値	$U_h=(\sigma 2/\sigma 1-1)*(He-HI)/(H1+2-H1)+1$ (m)	4.029	3.967	3.98	3.98	3.955	3.96
	$\sigma R1=SDd/U_h$ (m)	1.482	1.331	1.359	1.392	1.306	1.315
	$\sigma R2=\sigma R1*u2/u1$ (m)	0.006	0.009	0.011	0.012	0.017	0.021
	$XR2=(\sigma R2-\sigma R1)/(H1+2-H1)$ (rad)	0.01	0.015	0.018	0.02	0.028	0.035
	$XR1=\sigma R1/HI$ (rad)	570	380	326	285	326	163
	$\sigma 1$ (m)	408	272	223	204	144	117
極めて稀に起こる地震に対する応答値	$U_h=(\sigma 2/\sigma 1-1)*(He-HI)/(H1+2-H1)+1$ (m)	0.0204	0.0408	0.0612	0.0816	0.1225	0.1633
	$\sigma R1=SDs/U_h$ (m)	0.0346	0.0611	0.094	0.1293	0.1793	0.2412
	$\sigma R2=\sigma R1*u2/u1$ (m)	4.029	3.967	3.98	3.98	3.955	3.96
	$XR2=(\sigma R2-\sigma R1)/(H1+2-H1)$ (rad)	1.482	1.331	1.359	1.392	1.306	1.315
	$XR1=\sigma R1/HI$ (rad)	0.036	0.048	0.058	0.057	0.089	0.107
		0.061	0.092	0.112	0.11	0.172	0.206
		91	52	42	43	27	23
		68	51	42	43	28	23

(5) 張間方向の応答値による性能チェック

【張間方向】									
稀に発生する地震に対しての最大応答変形角									
	2階	真の応答値	1/570	≦	目標応答値(設計クライテリア)				
	1階		1/408	≦	1/120			OK	
極めて稀に発生する地震に対しての最大応答変形角									
	2階	真の応答値	1/43	≦	目標応答値(設計クライテリア)			OK	
	1階		1/43	≦	1/30			OK	

7.【桁行方向】の検討

(1) 復元力特性 ΔQ

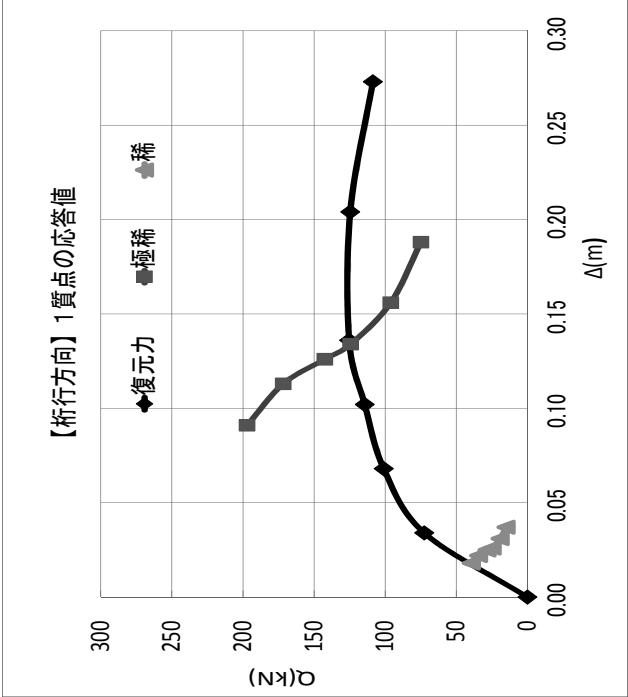
【桁行方向】	変形角 1/R (rad)	0	120	60	40	30	20	15
2階	耐震要素	復元力特性	復元力特性	復元力特性	復元力特性	復元力特性	復元力特性	復元力特性
	耐震要素数	0	小計	小計	小計	小計	小計	小計
	シツクイ壁	5	35.4	46.85	49.85	52.15	46.3	46.3
	腰壁6尺	1	5	7.93	10.04	11.8	9.72	7.44
	腰壁3尺	1	4.65	7.03	8.84	10.15	11.33	4.93
	杉板壁	5.35	6.955	1.86	2.27	2.56	14.766	10.67
	Q2 (kN)	0	52.005	71.761	80.3745	87.796	82.116	67.9405
1階	耐震要素	復元力特性	復元力特性	復元力特性	復元力特性	復元力特性	復元力特性	復元力特性
	耐震要素数	0	小計	小計	小計	小計	小計	小計
	シツクイ壁	6	42.48	56.22	59.82	62.58	55.56	44.64
	差し鴨居付腰壁6尺	0	0	9.37	9.97	10.43	9.26	7.44
	差し鴨居付腰壁3尺	3	14.43	22.2	27.06	31.5	34.35	11.42
	杉板壁	4	5.2	7.44	9.08	10.24	11.04	0
	差し鴨居6尺	2	2.32	1.86	2.27	2.56	2.76	2.83
	差し鴨居3尺	2	2.74	1.54	3.68	4.14	4.54	2.13
	通柱	3	5.34	2.01	4.88	5.66	6.34	3.08
	Q1 (kN)	0	72.51	80.4	98.4	111.9	124.58	108.62
	ベースシア係数 C_{Δ}	0	0.25	0.34	0.39	0.43	0.43	0.37

(2) 1 質点系への縮約

【桁行方向】					変形角 1/R (rad)	120	60	40	30	20	15
等価剛性	Ki	$K_{a2}=Q_a/\Delta_2$ (kN/m)			2階	2737	1888	1418	1155	720	446
		$K_{a1}=Q_a/\Delta_1$			1階	3551	2473	1867	1534	1016	665
固有角振動数	ω	(m/s)			解 (1)	24.08	20.03	17.38	15.71	12.56	10.01
固有周期	T	$(K_{a2}+K_{a1}-M_{u1} \cdot \omega^2)/(K_{a2}-M_{u2} \omega^2)-K_{a2}=0$			解 (2)	8.85	7.37	6.4	5.79	4.65	3.72
		$T=2\pi/\omega$ (sec)			解 (1)	0.26	0.313	0.361	0.399	0.5	0.627
固有変形モード	u_2/u_1				解 (2)	0.709	0.852	0.981	1.085	1.351	1.689
		$u_2/u_1=-(K_{a1}+K_{a2}+M_{u1} \cdot \text{MIN}(\omega^2/(-K_{a2}))$				1.934					
		$\sigma_1=H_1/R$ (m)				0.0204	0.0408	0.0612	0.0816	0.1225	0.1633
		$\sigma_2=\sigma_1 \cdot u_2/u_1$ (m)				0.0394	0.0789	0.1183	0.1578	0.2369	0.3158
		$\sigma_2 \cdot \sigma_1$ (m)				0.019	0.0381	0.0571	0.0762	0.1144	0.1525
代表変位	Δ	$\Delta=(W_1 \sigma_1+W_2 \sigma_2)/(W_1+W_2)$				0.034	0.068	0.102	0.136	0.204	0.273
代表高さ	He	$He=(W_1 H_1+W_2 H_2)/(W_1+W_2)$ (m)				4.09	4.091	4.09	4.091	4.091	4.091
有効質量	Mu	$Mu=(W_1 \sigma_1+W_2 \sigma_2)^2/(W_1 \sigma_1^2+W_2 \sigma_2^2)$		(kN)		265.256	265.18	265.205	265.18	265.179	265.179
		$Mu/9.8$ (t)				27.066	27.059	27.061	27.059	27.059	27.059
等価剛性	Ke	$Ke=Q/\Delta$ (kN/m)				2132	1485	1121	921	610	397
等価周期	Te	$Te=2\pi \cdot \sqrt{Mu/Ke}$ (sec)				0.707	0.847	0.976	1.076	1.323	1.64
		$(\Delta-Q_{1/120})Ke$				0.013	0.039	0.069	0.1	0.168	0.242
		$\Delta W=Q_1 \cdot (\Delta-Q_1/1/120Ke)$				0.942	3.939	7.89	12.531	20.929	26.286
		$W=1/2 \cdot \Delta Q_1$				1.232	3.434	5.832	8.521	12.707	14.826
等価粘性減衰定数	heq	$heq=1/4 \pi \cdot \Delta W/W$				0.06	0.091	0.107	0.117	0.131	0.141
						0.11	0.141	0.157	0.167	0.181	0.191
						2.1	2.41	2.57	2.67	2.81	2.91
振動の減衰による加速度の減衰率	Fh	$Fh=1.5/1+10h$				0.714	0.622	0.583	0.561	0.533	0.515
階数2の等価周期の調整係数	p	$S_{As}=S_{m1} \cdot Gs \cdot Fh \cdot p \cdot q \cdot Z$ $S_{As}=S_{m1} \cdot Gs \cdot Fh \cdot p \cdot q \cdot Z$ より算出するのでh=0.05とする。				0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
		$Te > 0.16 \Rightarrow 0.85$ $Te < 0.16 \Rightarrow 1 - (0.15/0.16)Te$				1.089	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09
有効質量比の調整係数	q	$\Sigma mi/Mu < 0.75 \Rightarrow q=0.75 \cdot \Sigma mi/Mu$ $\Sigma mi/Mu > 0.75 \Rightarrow q=1.0$				1	1	1	1	1	1
稀に発生する地震に対する1質点系の応答		$S_{a2}=1.024/Te$ (m/S ²) $G_s=2.025$ $\leftarrow Tu < Te$ $Tu=0.64(gv/1.5)=0.864$				1.448	1.208	1.049	0.951	0.773	0.624
		$S_{a1}=S_{a2} \cdot G_s \cdot Fh \cdot p \cdot q \cdot Z$ (m/S ²) $0.64 \leq Te < Tu \Rightarrow G_s=1.5(Te/0.64)$				1.657	1.985	2.025	2.025	2.025	2.025
		$Te/2 \leq Tu < Te \Rightarrow G_s=g_v$ $gv=2.025$ (第2種地震)				1.456	1.268	1.053	0.918	0.709	0.553
		$S_{a2}=(Te/2\pi)^2 \cdot S_{As}$ (m)				0.112	0.134	0.155	0.171	0.21	0.261
		$Q_{ns}=Mu \cdot S_{As}$ (kN)				0.018	0.022	0.025	0.026	0.031	0.037
		$XR=He/S_{a2}$ (rad)				39.41	34.3	28.48	24.84	19.18	14.96
稀稀に発生する地震に対する1質点系の応答		$Sos=5.12/Te$ (m/S ²)				227	186	164	157	132	111
		G_s $Tu=0.64(gv/1.5)=0.864$ $Te < 0.64 \Rightarrow G_s=1.5$				7.241	6.044	5.245	4.758	3.869	3.121
		$S_{As}=Sos \cdot G_s \cdot Fh \cdot p \cdot q \cdot Z$ (m/S ²) $0.64 \leq Te < Tu \Rightarrow G_s=1.5(Te/0.64)$				1.657	1.985	2.025	2.025	2.025	2.025
		$Te/2 \leq Tu < Te \Rightarrow G_s=g_v$ $gv=2.025$ (第2種地震)				1.456	1.268	1.053	0.918	0.709	0.553
		$S_{a2}=(Te/2\pi)^2 \cdot S_{As}$ (m)				0.112	0.134	0.155	0.171	0.21	0.261
		$Qns=Mu \cdot S_{As}$ (kN)				0.091	0.113	0.126	0.134	0.156	0.188
		$XR=He/S_{a2}$ (rad)				197.08	171.63	142.43	124.32	96.04	74.86
【桁行方向】					変形角 1/R (rad)	120	60	40	30	20	15

(3) 縮約した1質点系の応答値のグラフ

	0	120	60	40	30	20	15
【桁行方向】							
$\Delta = RH$ (m)	0	0.034	0.068	0.102	0.136	0.204	0.273
復元力 Q (kN)	0	72.51	101	114.36	125.31	124.58	108.62
稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{nd} (kN)		39.41	34.3	28.48	24.84	19.18	14.96
SDd (m)		0.018	0.022	0.025	0.026	0.031	0.037
極稀に発生する地震に対する応答値							
Q_{ns} (kN)		197.08	171.63	142.43	124.32	96.04	74.86
SDs (m)		0.091	0.113	0.126	0.134	0.156	0.188



(4) 2質点系における真の応答値

【桁行方向】 稀に発生する地震 に対する応答値	変形角 $1/R$ (rad)	120	60	40	30	20	15
		$\sigma 1$ (m)	0.0408	0.0612	0.0816	0.1225	0.1633
		$\sigma 2$ (m)	0.0394	0.1183	0.1578	0.2369	0.3158
		He (m)	4.09	4.091	4.091	4.091	4.091
		$U_h = (\sigma 2 / \sigma 1 - 1) * (H_e - H_1) / (H_1 + 2 - H_1) + 1$ (m)	1.669	1.672	1.672	1.672	1.672
		$\sigma R1 = S D d / U_h$ (m)	0.01	0.013	0.015	0.018	0.022
		$\sigma R2 = \sigma R1 * u_2 / u_1$ (m)	0.019	0.025	0.027	0.034	0.042
		$X R2 = (\sigma R2 - \sigma R2) / (H_1 + 2 - H_1)$ (rad)	253	190	163	143	114
		$X R1 = \sigma R1 / H_1$ (rad)	245	188	163	136	111
【桁列方向】 稀に発生する地震 に対する応答値		$\sigma 1$ (m)	0.0204	0.0408	0.0612	0.0816	0.1633
		$\sigma 2$ (m)	0.0394	0.0789	0.1183	0.1578	0.3158
		He (m)	4.09	4.091	4.09	4.091	4.091
		$U_h = (\sigma 2 / \sigma 1 - 1) * (H_e - H_1) / (H_1 + 2 - H_1) + 1$ (m)	1.669	1.672	1.671	1.672	1.672
		$\sigma R1 = S D s / U_h$ (m)	0.054	0.067	0.075	0.093	0.112
		$\sigma R2 = \sigma R1 * u_2 / u_1$ (m)	0.104	0.129	0.145	0.179	0.216
		$X R2 = (\sigma R2 - \sigma R2) / (H_1 + 2 - H_1)$ (rad)	46	37	33	27	22
		$X R1 = \sigma R1 / H_1$ (rad)	45	37	33	26	22

(5) 桁行方向の応答値による性能チェック

【桁行方向】 稀に発生する地震 に対する最大応答変形角	真の応答値	目標応答値(設計クライテリア)	
		2階	1/120
	$1/253$	\leq	OK
	$1/245$	\leq	OK
極めて稀に発生する地震 に対する最大の最大応答変形角	真の応答値	目標応答値(設計クライテリア)	
		2階	1/30
	$1/31$	\leq	OK

6.5 事例住宅 52 棟の壁量計算と限界耐力計算による算定結果

表 5 は事例住宅の概要を示す。また前節で説明した算定方法で、事例住宅 52 棟の張間方向と桁行方向の 1, 2 階の算定結果を表 6, 表 7 に示す。文中には括弧内に桁行方向の算定結果を示す。

6.5.1 壁量計算による 1/120rad 時壁量充足率の算定結果

表 6(6)、(7) 列は、5.2 節、地域材住宅の耐力壁の壁量を示し、その壁倍率による壁量計算の存在壁量と、1/120rad. 時壁量充足率の結果を示す。表 6 の最下段に示す 1/120rad 時壁量充足率の平均値は、2 階で 2.30 (2.79) 1 階は 1.47 (1.50) になり、必要壁量を満たしている。また 1/120rad. 時壁量充足率は、2 階が 1 階よりも大きくなっている。但し個々の事例住宅では、1/120rad 時壁量充足率 1 に満たないものが、1 階で 6 棟 11% (8 棟 15%) ある。張間、桁行方向とも不足しているのは 2 棟 4% あった。なお、延べ床面積 170m² 以上の上位 6 棟の内 4 棟は、1/120rad 時壁量充足率 1 を満たしていなかった。

6.5.2 4 分割法による偏心の算定結果

表 6 右欄に示す 4 分割法による側端部の壁量充足率が満たないものは 1 階で 3 棟 6% あった。なお事例住宅 No. 1 の側端部の壁量充足率は、1 階張間右 1.9 左 2.5 (桁行上 3.2 下 2.2) である。この様に、ほとんどの事例住宅は側端部の壁量充足率を満たしており、偏心が少ない家になっている。これは本章 6.3.2 節の表 1、⑤のルールにより、4 分割法による両側端部に第 5 章, 表 18 の A1~B22 のシックイ塗壁や腰壁などの壁倍率が高い外壁を配置させている。それは両側端部の壁量充足率が高く同等になり、偏心が少ないと推察できる。

6.5.3 限界耐力計算による損傷限界変位と 1/30rad. 時壁量充足率と安全限界変位の算定結果

表 7 (12), (14) 列の 1/120rad. の損傷限界変位の指標を超えるものは、張間方向で 2 階にはなく、1 階に 1 棟 2% ある。桁行方向は 1, 2 階共ない。

次に、表 6(6) 列の極めて稀に起こる地震に対する安全限界変位を見ると、告示指標値 1/30rad から外れるのは、2 階で 4 棟 7%、1 階は 3 棟 6% (2 階 5 棟 10%、1 階 11 棟 21%) ある。しかし、全事例で安全限界変位は 1/20rad 以内なので設計のクライテリアは 1/20rad. にできる。次に 1/30rad. 時壁量充足率と 1/120rad 時壁量充足率の平均を比較すると、4.82/1.47=3.27 倍 (4.71/1.5=3.14 倍) になり、1/30rad. 時の壁量は 1/120rad. 時の壁量より多くなっていると思わせる。なお延べ床面積 170m² (50 坪) 以上 6 棟の事例住宅は、張間方向あるいは桁行方向で 1/120rad 時壁量充足率 1 以下は 3 棟 (その内、

両方向は2棟)ある。安全限界変位は告示指標値 1/30rad. 以上は張間方向では3棟6%あり、桁行方向は14棟27%ある。但し1/20rad. を超えるものは一つもない。

表5 地域材住宅の耐力壁に交換した事例住宅52棟の建物概要一覧表

No.	(1)建物概要					(2)床面積㎡			(3)柱本数			(4)床面積当り柱数		(5)建物重量kN			
	所在地	邸宅名	建物形式	屋根形式	屋根	2階S	1階S	延べ床面積S	2階N ₂	1階N ₁	総本数N	2階	1階	2階W ₂	1階W ₁	総重量W	1階柱1本当たり負担重量(kN/本)
1	栃木県足利市	T邸	総2階	切妻	日本瓦	44.6	44.6	89.2	38	35	73	0.851636	0.784401614	164	125.2	289.2	8.26
2	栃木県那須町	I邸	2階	切妻	ガルバ	50.5	133	183	44	84	128	0.87146	0.632673044	171.71	187.5	359.21	4.28
3	栃木県佐野市	N邸	総2階	切妻	日本瓦	41.3	41.3	82.6	31	41	72	0.750424	0.992495764	190.47	131.35	321.82	7.85
4	栃木県栃木市	H邸	2階	切妻	日本瓦	66.1	71.1	137	58	60	118	0.877591	0.844475721	190.99	203.04	394.03	6.57
5	栃木県佐野市	H邸	2階	切妻	日本瓦	61.3	88.9	150	52	67	119	0.847872	0.753825383	260.9	214.7	475.6	7.10
6	栃木県佐野市	S邸	2階	切妻	日本瓦	49.6	69.4	119	57	49	106	1.150121	0.706255405	198.92	187.8	386.72	7.89
7	群馬県板倉町	K邸	2階	切妻	日本瓦	49.6	46.1	95.7	47	54	101	0.948345	1.171112557	187	211.6	398.6	7.38
8	栃木県足利市	I邸	2階	切妻	日本瓦	49.6	69.4	119	44	56	100	0.887813	0.807149034	193.61	198.4	392.01	7.00
9	群馬県新田町	K邸	2階	切妻	日本瓦	46.3	59.5	106	49	46	95	1.05923	0.773499243	54.14	121	175.14	3.81
10	群馬県伊勢崎市	M邸	2階	切妻	日本瓦	56.2	72.7	129	48	44	92	0.854549	0.605310221	189.61	175.9	365.51	8.31
11	栃木県那須町	T邸	2階	大屋根	ガルバ	29.7	78.1	108	37	61	98	1.244116	0.781450167	142.32	117	259.32	4.25
12	埼玉県川越市	S邸	2階	切妻	日本瓦	49.6	66.1	116	41	47	88	0.82728	0.71125908	208.76	182.6	391.36	8.33
13	群馬県太田市	K邸	総2階	切妻	日本瓦	66.1	66.1	132	54	50	104	0.817191	0.756658596	181.78	182.4	364.18	7.28
14	栃木県足利市	A邸	2階	切妻	日本瓦	46.3	88.4	135	36	67	103	0.77821	0.758090066	176.21	231.2	407.41	6.08
15	群馬県桐生市	M邸	2階	切妻	日本瓦	59.5	72.7	132	47	50	97	0.790314	0.687852524	217.52	213	430.52	8.61
16	栃木県佐野市	H邸	2階	切妻	日本瓦	38.6	92.3	131	35	58	93	0.906266	0.628317625	143.85	196.8	340.65	5.87
17	群馬県黒保根村	T邸	2階	片流	ガルバ	14.9	29.1	44	17	24	41	1.143241	0.823610158	82.26	58.7	140.96	5.87
18	埼玉県加須市	T邸	2階	切妻	日本瓦	59.5	79.3	139	43	51	94	0.723054	0.643127364	246.69	181.7	428.39	8.40
19	栃木県那須町	T邸	総2階	片流	ガルバ	71	71	142	58	46	104	0.816441	0.647522523	154.48	180.5	334.98	7.28
20	栃木県足利市	K邸	2階	招屋根	日本瓦	45.4	98.3	144	41	62	103	0.902487	0.630786448	222.38	187.3	409.68	6.61
21	栃木県日光市	I邸	2階	大屋根	日本瓦	19.8	62.8	82.6	22	51	73	1.10999	0.812360624	130.52	95.8	226.32	4.44
22	栃木県大平町	I邸	2階	切妻	日本瓦	59.5	80.1	140	49	58	107	0.823945	0.723914129	190.79	170.7	361.49	6.23
23	群馬県桐生市	I邸	総2階	切妻	日本瓦	58.7	55.3	114	36	50	86	0.613811	0.903505602	247.56	143.6	391.16	7.82
24	群馬県桐生市	H邸	総2階	切妻	ガルバ	54.5	49.6	104	42	45	87	0.77036	0.907990315	153.96	157.1	311.06	6.91
25	東京都大田区	M邸	総2階	切妻	ガルバ	49.6	49.6	99.1	37	43	80	0.74657	0.86763519	151.26	142.1	293.36	6.82
26	栃木県足利市	Y邸	2階	切妻	日本瓦	26.4	52.8	79.3	28	48	76	1.059402	0.908746687	143.41	165.1	308.51	6.43
27	群馬県桐生市	H邸	2階	大屋根	日本瓦	44.6	83.4	128	20	57	77	0.44833	0.683125599	165.06	124.2	289.26	5.07
28	埼玉県秩父市	T邸	総2階	片流	ガルバ	39.7	81	121	30	52	82	0.75662	0.642371834	181.91	123	304.91	5.86
29	栃木県足利市	K邸	2階	切妻	日本瓦	56.2	82.6	139	46	67	113	0.818942	0.811138015	214.005	187.6	401.605	5.99
30	栃木県大田原市	Y邸	2階	切妻	日本瓦	54.5	169	223	39	128	167	0.715334	0.75775515	144.1	487	631.1	4.93
31	群馬県太田市	S邸	2階	招屋根	日本瓦	61.1	90	151	44	73	117	0.719895	0.810750777	221.46	181.52	402.98	5.52
32	群馬県太田市	M邸	2階	切妻	日本瓦	110	128	238	84	128	212	0.76461	0.996574276	262.6	290.4	553	4.32
33	栃木県足利市	S邸	2階	招屋根	日本瓦	59.5	110	169	50	70	120	0.84076	0.637174586	198.15	186	384.15	5.49
34	群馬県黒保根村	T邸	2階	招屋根	ガルバ	16.5	33	49.6	20	32	52	1.210654	0.968523002	81.16	73.2	154.36	4.82
35	栃木県真岡市	K邸	2階	切妻	日本瓦	29.7	59.5	89.2	32	49	81	1.075992	0.823944846	103.28	148.6	251.88	5.14
36	栃木県宇都宮市	H邸	2階	切妻	日本瓦	72.7	79.3	152	66	60	126	0.907965	0.756620429	247.29	195.2	442.49	7.37
37	埼玉県東松山市	T邸	総2階	切妻	日本瓦	52.9	52.9	106	47	45	92	0.889141	0.851305335	154.16	125.4	279.56	6.21
38	埼玉県寄居町	G邸	総2階	切妻	日本瓦	63.6	66.9	131	48	56	104	0.754717	0.83694515	169.09	163.43	332.52	5.94
39	埼玉県鴻巣市	Y邸	総2階	切妻	日本瓦	59.5	59.5	119	51	52	103	0.857575	0.874390449	149.6	143.2	292.8	5.63
40	埼玉県行田市	O邸	総2階	切妻	日本瓦	54.5	81.8	136	51	70	121	0.935437	0.85605968	95.93	131.6	227.53	3.25
41	埼玉県北本市	W邸	2階	切妻	日本瓦	59.5	79.3	139	40	74	114	0.672608	0.933165195	150.55	162.1	312.65	4.23
42	群馬県桐生市	S邸	2階	招屋根	日本瓦	39.7	84.3	124	29	51	80	0.7314	0.605341246	198.19	203	401.19	7.87
43	栃木県足利市	A邸	2階	切妻	日本瓦	28.4	89.2	118	18	59	77	0.633134	0.661360834	266.3	124.4	390.7	6.62
44	栃木県足利市	N邸	総2階	切妻	日本瓦	59.5	59.5	119	46	38	84	0.773499	0.638977636	167.28	126.7	293.98	7.74
45	埼玉県幸手市	M邸	2階	切妻	日本瓦	69.4	108	177	51	74	125	0.735082	0.685185185	345.71	216	561.71	7.59
46	栃木県足利市	O邸	2階	切妻	日本瓦	66.1	72.7	139	52	58	110	0.786925	0.797908928	205.08	206.2	411.28	7.09
47	栃木県大平町	T邸	2階	招屋根	日本瓦	39.7	59.5	99.1	36	45	81	0.907945	0.756684042	210.78	152.3	363.08	8.07
48	栃木県足利市	Y邸	2階	切妻	日本瓦	54.5	122	177	54	79	133	0.990462	0.646216769	253.37	277.7	531.07	6.72
49	栃木県足利市	M邸	2階	切妻	日本瓦	70.2	146	216	93	62	155	1.324598	0.42462845	236.41	345.2	581.61	9.38
50	栃木県足利市	M邸	2階	切妻	日本瓦	57.7	116	173	36	85	121	0.623701	0.735039779	194.44	342.6	537.04	6.32
51	栃木県藤岡町	A邸	2階	切妻	日本瓦	26.4	92.5	119	15	77	92	0.567537	0.832342449	275	107.8	382.8	4.97
52	群馬県邑楽町	O邸	2階	片流	日本瓦	19.8	43.4	63.2	21	30	51	1.059536	0.691722389	105.31	84.6	189.91	6.33
平均値						50.6	77.6	128	42.5	58.04	100.54	0.86	0.77	184.45	178.29	362.74	6.43

表 6 真壁の耐力壁に交換した事例住宅 52 棟の壁量計算結果と 4 分割法による算定

No.	(6) 張間方向壁量						(7) 桁折方向壁量						(8) 2階張間壁充足率		(9) 1階張間壁充足率		(10) 2階桁折壁充足率		(11) 1階桁折壁充足率	
	2階存在壁量	2階必要壁量	1/120rad時壁量充足率	1階存在壁量	1階必要壁量	1/120rad時壁量充足率	2階存在壁量	2階必要壁量	1/120rad時壁量充足率	1階存在壁量	1階必要壁量	1/120rad時壁量充足率	左	右	左	右	上	下	上	下
1	27.92	9.37	2.98	31.57	14.72	2.14	14.67	9.37	1.57	20.31	14.72	1.38	5.6	5.6	3.9	4	3.5	1.5	2.7	1.2
2	30.4	10.6	2.87	44.85	43.81	1.02	30.18	10.6	2.85	67.31	43.81	1.54	11.4	5.2	1.2	1.6	3.5	3.9	2.7	3
3	25.26	8.68	2.91	33.87	13.63	2.48	9.32	8.68	1.07	21.65	13.63	1.59	5.1	4.7	3.6	12.2	2	0.9	3.2	1.55
4	27.66	13.88	1.99	29.06	23.45	1.24	33.04	13.88	2.38	39.21	23.45	1.67	3.3	3.9	2.1	2.3	4.9	1.9	3.3	1.5
5	32.57	12.88	2.53	39.59	29.33	1.35	35.08	12.88	2.72	45.26	29.33	1.54	3.7	4.6	2.3	2	7.8	5.8	2.9	1.9
6	22.24	10.41	2.14	41.05	22.9	1.79	35.13	10.41	3.37	31.47	22.9	1.37	5.6	2.6	2.8	2.4	19.6	11.3	1.6	7.8
7	28.73	10.41	2.76	46.11	15.22	3.03	24.89	10.41	2.39	25.15	15.22	1.65	3.7	4.4	1.4	2.3	3.2	4.7	2.4	0.8
8	18.55	10.41	1.78	28.75	22.9	1.26	34.7	10.41	3.33	30.38	22.9	1.33	2.6	3	1.7	1.8	6.5	11.3	2.9	2.6
9	24.88	9.71	2.56	18.84	19.63	0.96	28.49	9.71	2.93	36.51	19.63	1.86	2.8	3.3	1.5	1.5	5.3	5.4	4.9	4.9
10	18.12	11.8	1.54	24.67	23.99	1.03	27.27	11.8	2.31	27.76	23.99	1.16	2.4	2.3	1.7	1.5	6	1.7	2.3	1.5
11	5.59	4.46	1.25	31.13	22.64	1.38	17.68	4.46	3.96	37.38	22.64	1.65	1.9	1.9	1.3	2.6	6.4	8.3	1.9	4
12	19.24	10.41	1.85	29.26	21.81	1.34	27.29	10.41	2.62	28.86	21.81	1.32	3.4	4.7	1.9	1.6	6.5	3	2.9	1.4
13	25.96	13.88	1.87	35.03	21.81	1.61	31.32	13.88	2.26	32.59	21.81	1.49	3.1	3	2.5	2	4.5	1.8	2.8	2.4
14	23.9	9.71	2.46	40.42	29.17	1.39	23.96	9.71	2.47	35.32	29.17	1.21	3.7	3.9	1.3	3.1	14	7.6	2.7	1.4
15	19.74	12.49	1.58	31.99	23.99	1.33	37.35	12.49	2.99	40.04	23.99	1.67	3.3	3.5	2.4	2.4	7	4	2.7	2.8
16	10.61	8.11	1.31	23.57	30.46	0.77	20.96	8.11	2.58	28.55	30.46	0.94	2	5.5	1	1.7	5.9	2.6	2.7	0.9
17	7.62	2.23	3.42	15.02	6.12	2.45	14.99	3.12	4.8	16.75	6.12	2.74	4.3	4.9	1.3	4.2	22.6	6.2	4.7	1.3
18	21.21	8.92	2.38	25.81	16.65	1.55	27.89	8.92	3.13	32.3	16.65	1.94	2.5	3.1	1.4	1.3	5.7	2.5	2.2	1.4
19	27.44	10.66	2.57	29.15	18.47	1.58	33.34	14.92	2.23	40.97	23.44	1.75	2.5	2.7	1.6	1.8	8.6	1.6	6.9	1.3
20	17.1	9.54	1.79	45.92	32.44	1.42	21.38	9.54	2.24	43.4	32.44	1.34	0.9	4.9	1	2	4.3	1.5	2.4	1
21	26.8	4.16	6.44	24.43	20.72	1.18	17.86	4.16	4.29	36.33	20.72	1.75	4.6	7.5	2	3.9	6.4	5.5	4.5	2.7
22	30.76	12.49	2.46	33.86	26.44	1.28	23.54	12.49	1.88	32.8	26.44	1.24	3.4	3.9	2.3	2.4	4	2.3	2.5	1.6
23	31.26	12.32	2.54	34.57	18.26	1.89	18.71	12.32	1.52	23.31	18.26	1.28	2.9	4.2	2.9	2.8	3.2	2.5	2.7	2.4
24	20.26	8.18	2.48	26.47	14.37	1.84	37.18	8.18	4.55	38.43	14.37	2.67	3.6	3.3	1.2	1.9	8.3	8.6	3.3	6.6
25	7.4	7.43	1	17.46	14.37	1.22	37.99	7.43	5.11	37.15	14.37	2.59	2.6	0.5	1.4	1.7	7.7	9.3	4.1	4.2
26	14.79	5.55	2.66	35.1	17.43	2.01	22.74	5.55	4.1	20	17.43	1.15	4.3	6.6	2.5	3.2	25.3	6.3	2.7	1
27	29.9	9.37	3.19	47.42	27.54	1.72	14.67	9.37	1.57	20.31	27.54	0.74	5.6	6.4	0.5	0.1	3.5		2.7	1.5
28	11.58	5.95	1.95	28.47	23.48	1.21	17.84	5.95	3	37.68	23.48	1.6	2.2	2.2	2.4	1.2	2.5	3.1	2.5	2.5
29	28.94	11.8	2.45	53.66	27.26	1.97	20.52	11.8	1.74	40.27	27.26	1.48	2.7	6.5	2	3.9	2.5	1.1	2.5	3.3
30	23.8	11.45	2.08	43.62	55.74	0.78	26.97	11.45	2.36	48.6	55.74	0.87	3.9	3.9	0.7	1.6	2.5	6.6	0.6	1.9
31	28.53	12.84	2.22	37.16	29.71	1.25	23.21	12.84	1.81	52.46	29.71	1.77	2.3	17	3.3	3.8	2.4	2.4	1.6	1.7
32	32.94	23.07	1.43	30.88	42.39	0.73	48.94	23.07	2.12	41.62	42.39	0.98	1.3	1.7	1	1.1	4.4	3	2.4	1.1
33	19.99	12.49	1.6	47.73	36.25	1.32	24.49	12.49	1.96	31.4	36.25	0.87	0.8	3.6	1.1	2.2	3.5	2.5	5	1.8
34	10.66	2.48	4.3	15.27	9.58	1.59	12.41	2.48	5	25.23	9.58	2.63	6.4	21.6	2.1	2.5	29.1	15.8	16.4	10
35	19.07	6.25	3.05	33.63	19.63	1.71	21.12	6.25	3.38	33	19.63	1.68	4.4	5.1	2.5	2.3	15.3	11.7	3	1.6
36	24.39	15.26	1.6	34.51	26.17	1.32	35.59	15.26	2.33	37.85	26.17	1.45	4	0.5	1.6	2.2	5.6	4.9	2.5	1.6
37	27.02	11.1	2.43	25.02	17.44	1.43	25.09	11.1	2.26	29.64	17.44	1.7	3.2	3.7	2	2.1	6.2	3.8	3.3	1.6
38	30.32	13.88	2.27	51.85	22.08	2.35	28.83	13.88	2.16	33.31	22.08	1.51	3.3	4.1	2	5.6	18.6	3.7	3.2	1.4
39	27.74	12.49	2.22	25.36	19.63	1.29	24.74	12.49	1.98	34.51	19.63	1.76	3.2	4.3	2	1.9	2.3	2.3	4.5	2.6
40	27.1	11.45	2.37	37.55	26.98	1.39	23.02	11.45	2.01	38.67	26.98	1.43	4.1	7.4	2.5	2.5	3.2	2.7	5.3	1.8
41	23.36	12.49	1.87	44.58	26.17	1.7	27.86	12.49	2.23	47.03	26.17	1.8	4.1	3.9	2.1	1.8	5.5	3.1	2.4	1.5
42	10.51	8.33	1.26	24.29	27.8	0.87	21.49	8.33	2.58	42.22	27.8	1.52	0.5	3.5	2.4	1.7	5.5	3.8	4.4	1
43	15.26	5.97	2.56	33.99	29.44	1.15	31.36	5.97	5.25	24.31	29.44	0.83	12.8	8.2	1.4	1.7	14.4	14.4	1.8	0.6
44	36.8	12.49	2.95	30.75	19.63	1.57	22.81	12.49	1.83	19.94	19.63	1.02	3.3	3.1	2.1	2.8	2.3	2.9	1.1	2.2
45	21.87	14.57	1.5	42.71	35.64	1.2	39.37	14.57	2.7	36.38	35.64	1.02	2.4	2.7	1	2.7	3.6	3.6	3.3	1.2
46	25.57	13.88	1.84	23.59	23.99	0.98	32.02	13.88	2.31	32.29	23.99	1.35	1.7	4	1.2	2.2	3.7	2.6	2.3	1.9
47	15.55	8.33	1.87	19.95	19.63	1.02	18.27	8.33	2.19	33.75	19.63	1.72	1.6	3.6	1.5	1.7	5	3.8	4.3	2.1
48	19.25	11.45	1.68	54.52	40.34	1.35	37.2	11.45	3.25	39.71	40.34	0.98	2.8	2.9	1.5	2.2	5.1	6.5	1.9	2.3
49	24.71	14.74	1.68	50.07	48.18	1.04	39.51	14.74	2.68	43.36	48.18	0.9	3.6	2.3	1.1	1.3	7.1	4.2	1.8	2.1
50	20.47	12.12	1.69	57.94	38.16	1.52	42.93	12.12	3.54	54.6	38.16	1.43	3.5	2.6	1.5	2	6.3	5.5	2.2	1.8
51	11.88	5.55	2.14	42.63	30.53	1.4	18.48	5.55	3.33	45.24	30.53	1.48	3.4	3.4	2	2	16.1	16.1	3.7	2
52	14.56	4.16	3.5	26.3	14.31	1.84	16.16	4.16	3.88	21.96	14.31	1.53	9.8	9.8	5.1	5.1	17.8	10.8	4.2	1.6
	22.07	10.23	2.30	34.25	25.05	1.47	26.57	10.33	2.79	34.89	25.14	1.50	3.89	4.65	1.90	2.51	7.63	5.06	3.26	2.27

表 7 真壁の耐力壁に交換した事例住宅 52 棟の限界耐力計算結果一覧表

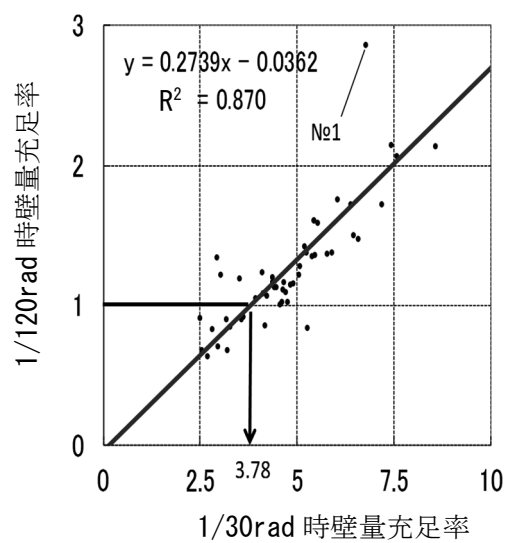
No.	(12) 張間損傷限界変位		(13) 張間安全限界変位								(14) 桁行損傷限界変位		(15) 桁行安全限界変位							
	2階	1階	2階		1階		1/30rad 時壁量充 足率	1/30rad 時壁量充 足率	1階応答 変位	1階応答 変位rad	2階	1階	1/30rad 時壁量充 足率	1/30rad 時壁量充 足率	2階		1階		1階応答 変位	1階応答 変位rad
			1/30rad 時壁量充 足率	2階応答 変位	2階応答 変位rad	1/30rad 時壁量充 足率									1階応答 変位	1階応答 変位rad				
1	1/570	1/408	169.86	9.25	1/43	0.023256	190.74	6.61	1/43	0.023529	1/253	1/245	92.223	5.02	1/31	0.03194882	128.31	4.45	1/31	0.032258065
2	1/760	1/408	166.62	8.02	1/32	0.03125	273.23	3.18	1/48	0.020833333	1/456	1/613	188.88	9.09	1/50	0.02	418.12	4.87	1/74	0.013513514
3	1/456	1/350	164.48	9.67	1/22	0.045455	196.61	7.36	1/40	0.025	1/175	1/306	59.19	3.48	1/22	0.04545455	139.92	5.24	1/40	0.025
4	1/380	1/223	172.67	6.35	1/39	0.025641	187.67	4.08	1/28	0.035714286	1/1140	1/613	198.72	7.3	1/48	0.02083333	245.41	5.34	1/34	0.029411765
5	1/326	1/245	128.64	5.1	1/40	0.025	242.18	4.21	1/36	0.027777778	1/450	1/350	207.9	8.24	1/39	0.02564103	290.65	5.06	1/35	0.028571429
6	1/570	1/350	147.05	7.21	1/84	0.011905	265.23	5.91	1/45	0.022222222	1/456	1/245	203.14	9.96	1/46	0.02173913	187.89	4.19	1/25	0.04
7	1/760	1/350	184.65	9.05	1/76	0.013158	283.76	9.51	1/45	0.022222222	1/326	1/188	163.9	8.03	1/42	0.02380952	169.52	5.68	1/25	0.04
8	1/456	1/272	115.97	5.68	1/63	0.015873	194.01	4.32	1/32	0.03125	1/456	1/223	199.83	9.79	1/52	0.01923077	181.4	4.04	1/26	0.038461538
9	1/760	1/306	157.12	8.26	1/79	0.012658	121.81	3.17	1/39	0.025641026	1/2280	1/613	183.32	9.63	1/143	0.00699301	223.73	5.81	1/68	0.014705882
10	1/326	1/223	112.66	4.87	1/41	0.02439	170.63	3.63	1/29	0.034482759	1/456	1/245	170.72	7.38	1/44	0.02272727	174.15	3.7	1/28	0.035714286
11	1/143	1/817	43.03	4.92	1/190	0.005263	241.93	5.45	1/272	0.013888889	1/456	1/613	112.64	12.89	1/38	0.02631579	237.32	5.35	1/54	0.018518519
12	1/380	1/245	116.47	5.71	1/45	0.022222	182.04	4.26	1/32	0.03125	1/380	1/245	161.42	7.91	1/40	0.025	177.07	4.14	1/28	0.035714286
13	1/570	1/306	170.23	6.26	1/60	0.016667	218.77	5.12	1/37	0.027027027	1/360	1/188	186.9	6.87	1/49	0.02040816	212.96	4.98	1/31	0.032258065
14	1/1140	1/306	147.5	7.75	1/52	0.019231	292.66	5.12	1/44	0.022727273	1/253	1/204	139.56	7.33	1/38	0.02631579	234.14	4.1	1/32	0.03125
15	1/380	1/245	130.95	5.35	1/48	0.020833	206.67	4.4	1/21	0.047619048	1/326	1/204	230.1	9.4	1/49	0.02040816	255.38	5.43	1/31	0.032258065
16	1/163	1/223	63.45	3.99	1/65	0.015385	149.28	2.5	1/47	0.021276596	1/285	1/188	133.37	8.39	1/40	0.025	179.8	3.01	1/30	0.033333333
17	1/570	1/408	51.08	11.69	1/67	0.014925	102.6	8.55	1/52	0.019230769	1/456	1/306	90.91	14.87	1/51	0.01960784	100.27	8.36	1/40	0.025
18	1/326	1/245	125.77	7.19	1/39	0.025641	192.28	5.89	1/32	0.03125	1/228	1/188	170.09	9.73	1/37	0.02702703	186.05	5.7	1/31	0.032258065
19	1/570	1/306	168.93	8.09	1/54	0.018519	215.05	5.94	1/39	0.025641026	1/456	1/306	205.38	7.02	1/58	0.01724138	258.92	5.64	1/42	0.023809524
20	1/253	1/490	109.59	5.86	1/52	0.019231	263.89	4.15	1/79	0.012658228	1/326	1/490	129.76	6.94	1/29	0.03448276	268.36	4.22	1/45	0.022222222
21	1/760	1/490	166.05	20.37	1/35	0.028571	188.41	4.64	1/53	0.018867925	1/570	1/817	101.78	12.48	1/39	0.02564103	213.4	5.25	1/60	0.016666667
22	1/570	1/350	186.91	7.64	1/42	0.02381	235.51	4.54	1/40	0.025	1/380	1/306	145.92	5.96	1/37	0.02702703	209.23	4.04	1/35	0.028571429
23	1/380	1/306	198.64	8.23	1/35	0.028571	208.17	5.82	1/33	0.03030303	1/228	1/204	123.2	5.1	1/30	0.03333333	151.15	4.22	1/29	0.034482759
24	1/380	1/245	128.08	7.99	1/52	0.019231	159.43	5.66	1/32	0.03125	1/76	1/408	220.57	13.76	1/63	0.01587302	228.04	8.1	1/40	0.025
25	1/326	1/144	47.34	3.25	1/48	0.020833	113.92	4.04	1/28	0.035714286	1/760	1/408	226.06	15.52	1/69	0.01449275	224.04	7.95	1/41	0.024390244
26	1/326	1/490	90.8	8.35	1/134	0.029412	207.39	6.07	1/64	0.015625	1/380	1/175	145.93	13.42	1/50	0.02	128.99	3.78	1/24	0.041666667
27	1/570	1/350	180.29	9.82	1/39	0.025641	182.4	3.38	1/38	0.026315789	1/253	1/245	92.22	5.02	1/32	0.03125	128.31	2.38	1/31	0.032258065
28	1/456	1/350	71.94	6.17	1/29	0.034483	191.21	4.15	1/48	0.020833333	1/253	1/408	106.91	9.17	1/30	0.03333333	227.21	4.94	1/50	0.02
29	1/760	1/490	181.47	7.85	1/38	0.026316	328.93	6.16	1/56	0.017857143	1/228	1/306	121.72	5.26	1/29	0.03448276	253.01	4.74	1/40	0.025
30	1/326	1/245	146.76	6.54	1/63	0.015873	353.92	3.24	1/39	0.025641026	1/285	1/163	158.56	7.07	1/45	0.02222222	340.07	3.11	1/28	0.035714286
31	1/380	1/408	188.96	7.51	1/27	0.037037	275.49	4.73	1/47	0.021276596	1/285	1/490	143.45	5.7	1/30	0.03333333	325.71	5.59	1/53	0.018867925
32	1/380	1/163	152.82	3.38	1/53	0.018868	226.97	2.73	1/30	0.033333333	1/380	1/163	285.9	6.32	1/53	0.01886792	257.84	3.1	1/26	0.038461538
33	1/326	1/61	121.22	4.95	1/104	0.009615	316.28	4.45	1/84	0.011904762	1/228	1/188	166.85	6.82	1/37	0.02702703	197.92	2.79	1/31	0.032258065
34	1/570	1/490	63.82	13.13	1/30	0.033333	96.61	5.15	1/40	0.025	1/380	1/490	72.38	14.89	1/41	0.02439024	146.82	7.82	1/60	0.016666667
35	1/570	1/613	113.1	9.23	1/95	0.010526	250.14	6.5	1/82	0.012195122	1/380	1/306	127.64	10.42	1/52	0.01923077	201.36	5.23	1/45	0.022222222
36	1/285	1/350	150.23	5.02	1/63	0.015873	262.68	5.12	1/45	0.022222222	1/285	1/188	231.29	7.73	1/43	0.02325581	235.83	4.6	1/30	0.033333333
37	1/570	1/350	172.54	7.93	1/49	0.020408	174.28	5.1	1/38	0.026315789	1/380	1/272	152.38	7	1/47	0.0212766	186.02	5.44	1/37	0.027027027
38	1/570	1/613	185.22	7.07	1/99	0.010101	318.92	7.37	1/72	0.013888889	1/326	1/223	174.04	6.65	1/47	0.0212766	207.98	4.81	1/34	0.029411765
39	1/570	1/306	165.36	6.75	1/39	0.025641	173.58	4.51	1/36	0.027777778	1/380	1/306	150.57	6.15	1/47	0.0212766	218.33	5.67	1/42	0.023809524
40	1/1140	1/817	165.23	7.36	1/88	0.011364	282.84	5.35	1/91	0.010989011	1/456	1/408	137.33	6.12	1/56	0.01785714	245.07	4.63	1/58	0.017241379
41	1/570	1/817	142.32	5.81	1/91	0.010989	340.84	6.64	1/98	0.010204082	1/380	1/408	165.55	6.76	1/53	0.01886792	300.17	5.85	1/57	0.01754386
42	1/163	1/306	68.5	4.2	1/19	0.052632	171.65	3.15	1/60	0.016666667	1/163	1/490	64.89	3.97	1/21	0.04761905	252.66	4.64	1/63	0.015873016
43	1/207	1/408	84.81	7.25	1/127	0.037037	238.99	4.14	1/74	0.013513514	1/326	1/188	168.3	14.38	1/43	0.02325581	152.71	2.65	1/25	0.04
44	1/326	1/350	227.48	9.29	1/74	0.013514	207.58	5.4	1/42	0.023809524	1/285	1/153	140.51	5.74	1/44	0.02272727	119.53	3.11	1/26	0.038461538
45	1/326	1/272	136.7	4.79	1/62	0.016129	280.42	4.01	1/41	0.024390244	1/326	1/204	255.89	8.96	1/39	0.02564103	222.25	3.18	1/26	0.038461538
46	1/308	1/223	168.91	6.21	1/47	0.021277	196.42	4.18	1/28	0.035714286	1/326	1/175	213.66	7.85	1/46	0.02173913	199	4.23	1/27	0.037037037
47	1/253	1/188	102.47	6.28	1/20	0.05	132.93	3.45	1/27	0.037037037	1/207	1/271	111.64	6.84	1/29	0.03448276	201.58	5.24	1/40	0.025
48	1/228	1/350	126.14	5.62	1/95	0.010526	279.88	3.54	1/57	0.01754386	1/285	1/163	245.4							

6.6 壁量計算のみを用いた大地震時の安全性の検証

6.6.1 壁量計算による 1/120rad 時壁量充足率と限界耐力計算による 1/30rad 時応答変形角の関係

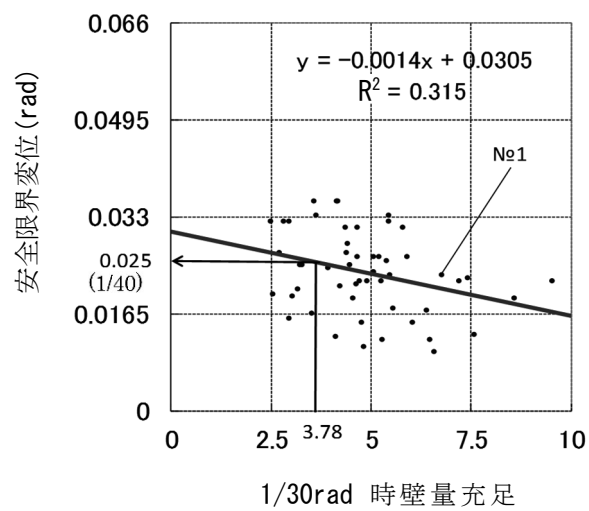
事例住宅 52 棟を要素として、1 階について、壁量計算による 1/120rad 時壁量充足率（表 5）と、限界耐力計算による 1/30rad 時壁量充足率（表 6）の関係性の相関図を図 7 に示す。同図中には回帰直線とその式も示す。また桁行方向の結果も図 8 に示す。相関係数 R^2 は張間で 0.870、桁行で 0.975 であり、この回帰直線の相関係数 R^2 は相関の一般的な目安である指標の $\pm 1.0 > R^2 > \pm 0.8$ から両者の相関は極めて強いと評価できる。そこで図 6, 図 7 から、壁量計算による 1/120rad. 時壁量充足率が 1 の場合の限界耐力計算による 1/30rad 時壁量充足率を推定すると図中に矢印で示す様に、それぞれ 3.78, 3.58 になる。

一方、限界耐力計算による 1/30rad 時壁量充足率と 1 階応答変形角（表 6）の関係は、図 8, 図 9 に示すようになっている。同図中には回帰直線とその式を示す。相関係数 R^2 は、張間で 0.315、桁行で 0.513 であり、相関係数 R^2 の相関の目安は $\pm 0.5 > R^2 > \pm 0.3$ の指標から相関ありと判断できる。そこでこの回帰直線から、1/30rad 時壁量充足率が張間で 3.78, 桁行で 3.58 の場合には、応答変形角は、それぞれ 0.025(1/40)rad、0.032(1/31)rad になり告示指標の安全限界変位 1/30rad. をクリアしている。



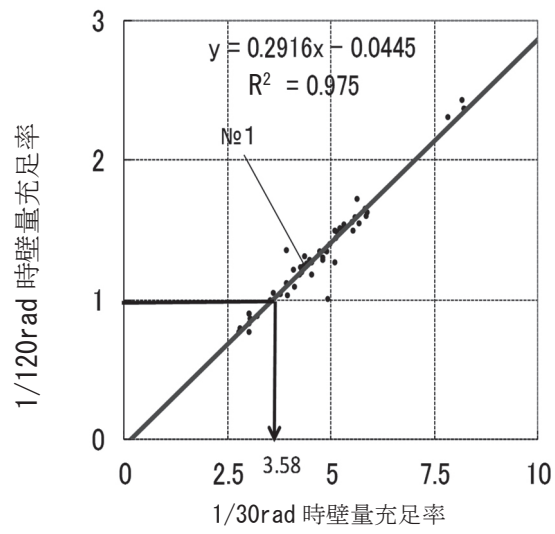
(1) 張間方向

図 6 1 階 1/30rad 時壁量充足率と 1/120rad 時壁量充足率



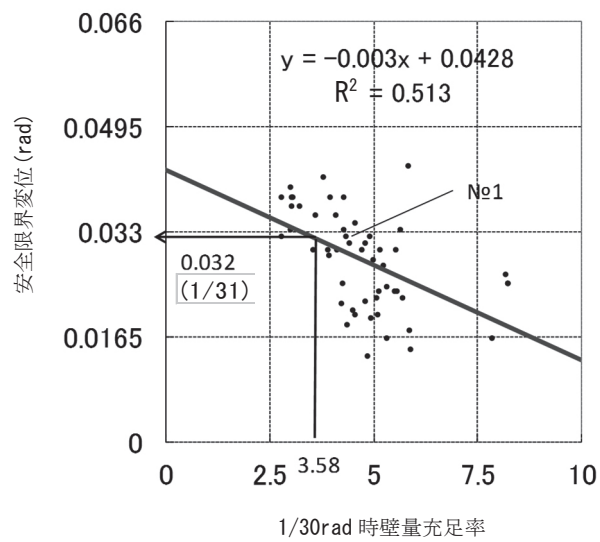
(1) 張間方向

図 7 1 階 1/30rad 時壁量時充足率と安全限界変位



(2) 桁行方向

図 8 1 階 1/30rad 時壁量充足率と 1/120rad 時壁量充足率



(2) 桁行方向

図 9 1 階 1/30rad 時壁量時充足率と安全限界変位

6.6.2 壁量計算のみを用いた安全限界変位による安全性の検証

以上のことから、図6と図8および図7と図9を繋げて用いることにより、壁量計算による $1/120\text{rad}$. 時壁量充足率が 1 の場合には、安全限界変位は張間方向で $0.025(1/40)\text{rad}$. 桁行方向で $0.032(1/31)\text{rad}$. であると推定できる。すなわち、 $1/120\text{rad}$. 時壁量充足率を必要壁量（建築基準法、令 46 条）以上にすれば告示指標の安全限界変位 $1/30\text{rad}$. をクリアできることになる。また設計のクライテリアを $1/20\text{rad}$. に設定可能である。これは壁量計算の確認だけで大地震時の安全性を担保しているといえる。

6.6.3 各特定変位時のベースシア係数の比較

本章の表 3 の 6(1), 7(1) の張間、桁行方向の復元力 ΔQ に示す変形角 R が $1/120, 1/60, 1/40, 1/30, 1/20, 1/15\text{rad.}$ 時のベースシア係数 C_B と同様な事例住宅 52 棟のベースシア係数 C_B の一覧を張間、桁行方向を表 7、表 8 に示す。またこの表からの平均値と最大値および最小値の事例住宅のベースシア係数 C_B を最下段に示す。そこで地域材住宅の変形性能を再確認するために、表 7、張間方向と表 8、桁行方向における、特定変形角時におけるベースシア係数の関係のグラフを作成したものが図 10、図 11 である。平均の張間方向、桁行方向共、ベースシア係数 $C_B=0.6$ のピークは $1/30\sim 1/20\text{rad.}$ を示している。また $1/15\text{rad.}$ においてもベースシア係数 C_B は 0.5 を示している。破線で示す最大と最小の事例住宅のベースシア係数は、図のような開きがあるが、最小の事例住宅でも $1/20\text{rad.}$ または $1/30\text{rad.}$ において 0.4 程度のピークを示していて、地域材住宅は、塑性域で高い変形性能を有していることが分かる。

表 7 張間方向事例住宅の特定変位時のベースシア係数一覧

張間方向			rad.				
No.	0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/20	1/15
1	0	0.40	0.56	0.62	0.67	0.65	0.53
2	0	0.44	0.61	0.69	0.75	0.74	0.64
3	0	0.41	0.56	0.61	0.66	0.63	0.53
4	0	0.26	0.37	0.43	0.48	0.49	0.42
5	0	0.29	0.42	0.48	0.53	0.54	0.45
6	0	0.36	0.50	0.56	0.61	0.61	0.53
7	0	0.43	0.60	0.67	0.73	0.72	0.59
8	0	0.29	0.40	0.45	0.49	0.49	0.42
9	0	0.40	0.56	0.64	0.71	0.73	0.61
10	0	0.26	0.36	0.42	0.46	0.47	0.41
11	0	0.49	0.68	0.77	0.85	0.87	0.77
12	0	0.28	0.39	0.43	0.47	0.46	0.39
13	0	0.35	0.49	0.55	0.60	0.60	0.51
14	0	0.40	0.55	0.64	0.70	0.72	0.63
15	0	0.28	0.40	0.45	0.50	0.51	0.42
16	0	0.25	0.35	0.40	0.44	0.44	0.38
17	0	0.42	0.59	0.66	0.72	0.72	0.63
18	0	0.26	0.36	0.41	0.46	0.47	0.41
19	0	0.35	0.50	0.57	0.63	0.64	0.56
20	0	0.40	0.54	0.59	0.63	0.59	0.50
21	0	0.48	0.66	0.74	0.81	0.81	0.70
22	0	0.38	0.51	0.58	0.63	0.64	0.56
23	0	0.40	0.55	0.62	0.68	0.68	0.60
24	0	0.29	0.40	0.45	0.49	0.47	0.42
25	0	0.29	0.40	0.45	0.49	0.47	0.42
26	0	0.40	0.55	0.61	0.66	0.64	0.53
27	0	0.36	0.50	0.57	0.62	0.62	0.56
28	0	0.35	0.50	0.57	0.63	0.64	0.55
29	0	0.50	0.69	0.77	0.84	0.83	0.58
30	0	0.31	0.43	0.50	0.56	0.58	0.44
31	0	0.36	0.50	0.58	0.64	0.65	0.57
32	0	0.23	0.32	0.37	0.40	0.40	0.35
33	0	0.48	0.67	0.76	0.84	0.85	0.72
34	0	0.42	0.58	0.66	0.72	0.73	0.56
35	0	0.56	0.78	0.89	0.98	0.99	0.87
36	0	0.32	0.45	0.51	0.56	0.57	0.51
37	0	0.36	0.50	0.57	0.62	0.61	0.52
38	0	0.57	0.80	0.90	0.98	0.97	0.81
39	0	0.40	0.56	0.62	0.67	0.65	0.53
40	0	0.60	0.83	0.94	1.04	1.04	0.92
41	0	0.61	0.85	0.97	1.07	1.09	0.96
42	0	0.25	0.34	0.39	0.43	0.43	0.37
43	0	0.34	0.48	0.55	0.61	0.62	0.49
44	0	0.42	0.58	0.65	0.71	0.70	0.59
45	0	0.29	0.40	0.45	0.48	0.47	0.41
46	0	0.25	0.36	0.42	0.47	0.48	0.43
47	0	0.21	0.30	0.34	0.37	0.38	0.32
48	0	0.30	0.42	0.47	0.52	0.52	0.45
49	0	0.24	0.33	0.37	0.4	0.39	0.33
50	0	0.23	0.32	0.37	0.4	0.40	0.35
51	0	0.27	0.38	0.43	0.47	0.46	0.4
52	0	0.49	0.67	0.75	0.81	0.79	0.67
AV.	0	0.37	0.51	0.57	0.63	0.63	0.54
Max	0	0.61	0.85	0.97	1.07	1.09	0.96
Min	0	0.21	0.30	0.34	0.37	0.38	0.32

表 8 桁行方向事例住宅の特定変位時のベースシア係数一覧

桁行方向			rad.				
No.	0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/20	1/15
1	0	0.25	0.34	0.39	0.43	0.43	0.37
2	0	0.67	0.93	1.06	1.15	1.14	0.98
3	0	0.26	0.36	0.41	0.46	0.46	0.40
4	0	0.35	0.48	0.55	0.60	0.59	0.52
5	0	0.34	0.48	0.55	0.60	0.61	0.53
6	0	0.29	0.40	0.45	0.49	0.48	0.39
7	0	0.24	0.34	0.39	0.43	0.44	0.37
8	0	0.27	0.37	0.42	0.45	0.43	0.37
9	0	0.75	1.05	1.18	1.28	1.27	1.06
10	0	0.26	0.37	0.42	0.46	0.46	0.41
11	0	0.45	0.64	0.73	0.81	0.83	0.71
12	0	0.27	0.37	0.41	0.44	0.42	0.36
13	0	0.32	0.45	0.51	0.57	0.58	0.51
14	0	0.32	0.45	0.52	0.57	0.58	0.50
15	0	0.34	0.47	0.54	0.60	0.61	0.52
16	0	0.30	0.42	0.47	0.52	0.52	0.45
17	0	0.42	0.57	0.64	0.69	0.67	0.58
18	0	0.28	0.39	0.42	0.45	0.42	0.36
19	0	0.43	0.61	0.69	0.76	0.76	0.66
20	0	0.39	0.54	0.50	0.65	0.63	0.53
21	0	0.58	0.79	0.88	0.95	0.91	0.75
22	0	0.32	0.45	0.51	0.56	0.56	0.49
23	0	0.20	0.29	0.33	0.37	0.39	0.35
24	0	0.44	0.61	0.68	0.74	0.72	0.61
25	0	0.44	0.61	0.68	0.74	0.72	0.61
26	0	0.23	0.32	0.37	0.41	0.42	0.37
27	0	0.25	0.35	0.40	0.43	0.43	0.38
28	0	0.44	0.61	0.68	0.74	0.72	0.62
29	0	0.37	0.52	0.58	0.63	0.62	0.52
30	0	0.30	0.41	0.48	0.53	0.56	0.48
31	0	0.46	0.63	0.71	0.77	0.76	0.63
32	0	0.27	0.38	0.42	0.45	0.44	0.38
33	0	0.29	0.40	0.46	0.51	0.51	0.45
34	0	0.42	0.58	0.65	0.71	0.69	0.56
35	0	0.46	0.63	0.71	0.77	0.75	0.66
36	0	0.31	0.44	0.5	0.55	0.56	0.47
37	0	0.37	0.52	0.59	0.64	0.63	0.56
38	0	0.35	0.49	0.56	0.61	0.61	0.53
39	0	0.25	0.34	0.39	0.43	0.43	0.37
40	0	0.51	0.71	0.81	0.88	0.88	0.78
41	0	0.54	0.76	0.87	0.95	0.96	0.83
42	0	0.43	0.6	0.68	0.75	0.74	0.63
43	0	0.22	0.31	0.35	0.39	0.39	0.34
44	0	0.24	0.32	0.36	0.39	0.38	0.33
45	0	0.22	0.31	0.34	0.37	0.36	0.32
46	0	0.29	0.41	0.46	0.51	0.51	0.44
47	0	0.33	0.46	0.51	0.56	0.54	0.45
48	0	0.27	0.37	0.43	0.47	0.48	0.42
49	0	0.26	0.36	0.41	0.44	0.44	0.37
50	0	0.36	0.5	0.56	0.61	0.59	0.49
51	0	0.41	0.56	0.63	0.67	0.65	0.56
52	0	0.34	0.47	0.53	0.57	0.56	0.47
AV.	0	0.35	0.49	0.55	0.61	0.60	0.52
Max	0	0.75	1.05	1.18	1.28	1.27	1.06
Min	0	0.20	0.29	0.33	0.37	0.36	0.32

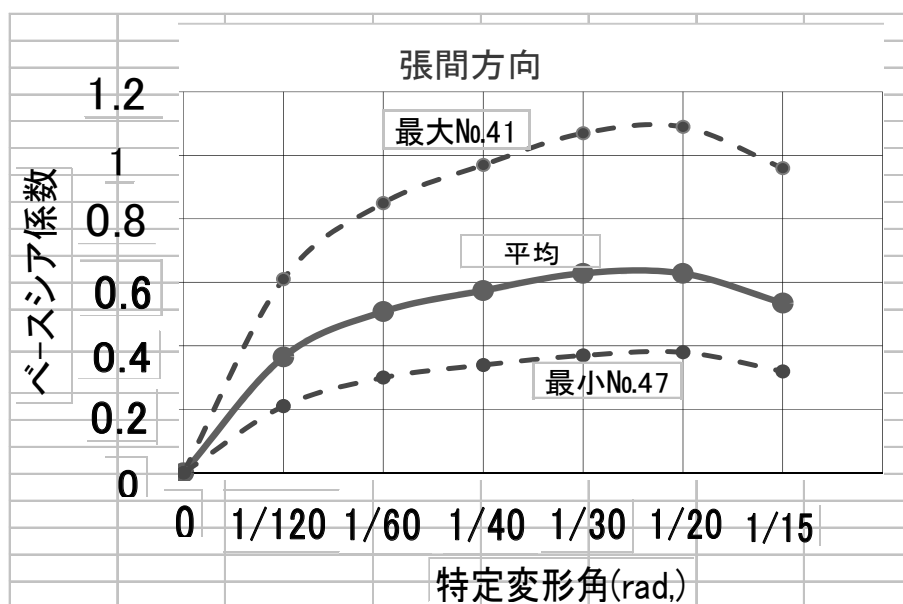


図 10 張間方向特定変形角時のベースシア係数

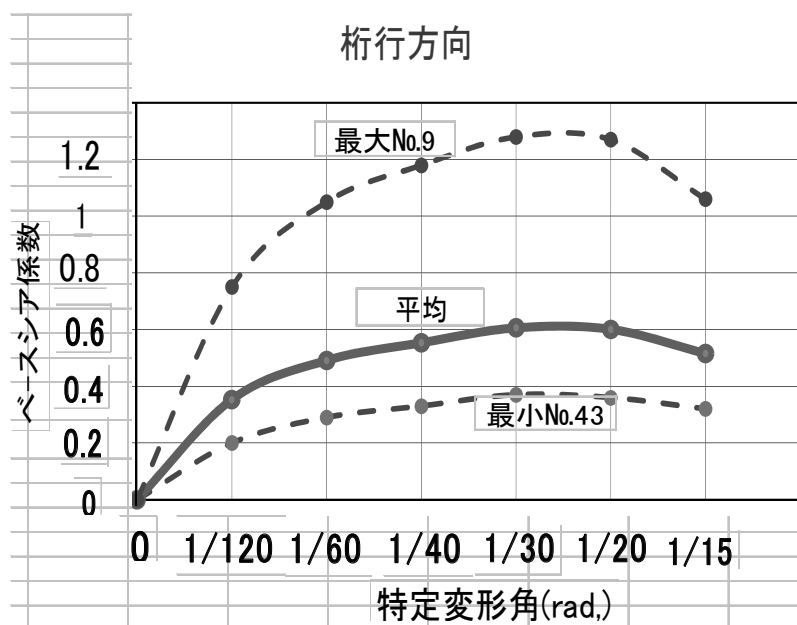


図 11 桁行方向特定変形角時のベースシア係数

まとめ

地場産の杉材を用いた耐力壁でつくる、地域材住宅の安全限界変位の検証から、次のことが分かった。

- ①1, 2 階とも $1/120\text{rad}$ の必要壁量に満たない事例はあるが、全棟に $1/120\text{rad}$ の損傷限界変位を超えるものはなかった。
- ②指標にした $1/30\text{rad}$ を超える張間方向の安全限界応答変位は、2 階 $1/20\text{ rad}$, 1 階 $1/23\text{rad}$ (桁行 $1/21\text{rad}$, $1/23\text{rad}$) であり、安全限界変位を張間、桁行方向、1, 2 階共 $1/20\text{rad}$ 以下にすれば全棟で達成している。
- ③ $1/120\text{rad}$ 時壁量充足率と $1/30\text{rad}$ 時壁量充足率の指標にした相関係数は、1 階張間方向 0.892 (1 階桁行 0.987) と極めて強い相関を示した。
- ④ $1/30\text{rad}$ 時壁量充足率と安全限界変位の指標にした相関係数は、1 階張間方向 0.315 (1 階桁行 0.513) とやや低い相関ありと評価できる。それは張間、桁行方向とも安全限界変位 $1/30\text{rad}$ を達成している。
- ⑤張間方向、桁行方向の平均のベースシア係数は $1/30\sim 1/20\text{rad}$. で 0.6 のピークを示し、 $1/15\text{rad}$. においてもベースシア係数は 0.5 を示している。
- ⑥最小のベースシア係数でも $1/30\sim 1/20\text{rad}$. において、0.4 程度を示している。

このように、本論文で提案する真壁の耐力壁で構成した地域材住宅は、壁量計算と限界耐力計算の結果の比較から、変形性能が高い住宅であることがわかる。その限界耐力計算結果は、損傷限界変位 $1/120\text{rad}$. を超えるものはなく、安全限界変位 $1/20\text{rad}$. を超えるものもなかった。また $1/120\text{rad}$. 時壁量充足率による $1/30\text{rad}$. 時壁量充足率からの $1/30\text{rad}$. 時壁量充足率による安全限界変位は、壁量計算による壁量を、必要壁量 (建築基準法施行令 46 条) 以上にすれば、安全限界変位 $1/30\text{rad}$. 以下になる。すなわち壁量計算だけで地域材住宅が倒壊しない安全限界変位 $1/30\text{rad}$ 以下の耐震性能を構造の専門家ではない建築士や大工工務店でも、検証できることになった。

参考文献

- 1) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能、日本建築学会(1990)、1990. 10
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会、阪神・淡路大震災調査報告建築 9-4 木造建築物、日本建築学会、1998. 3
- 3) 木造住宅 1. これからの木造住宅、(財)日本住宅・木材 技術センター、丸善株式会社、2008. 12,
- 4) 栃木県林業センター、「とちぎ材」のすすめ、2012. 3
- 5) 杉山英男編著、木質構造〔第4版〕、pp. 197-207、共立出版株式会社、20012. 3
- 6) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会、伝統構法を活かす木造耐震設計マニュアル、(株)学芸出版社、2004. 3
- 7) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008 年度版)、(財)日本住宅・木材 技術センター、pp. 565-574、2008. 12,
- 8) 中尾裕典、完山利行、丸山純夫、鈴木祥之、板壁に漆喰を塗った真壁工法および仕口金物工法による鉛直構面耐震要素の面内せん断実験(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系 C1, pp. 469-470, 2013. 8
- 9) 完山利行、中尾裕典、丸山純夫、鈴木祥之、板壁に漆喰を塗った真壁工法および仕口金物工法による鉛直構面耐震要素の面内せん断実験(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系 C1, pp. 471-472, 2013. 8

第7章 結論

世界的に木は地球環境の持続性から重要な資源材料になっている。これからの建築は木で構成することが求められる。本論文もこの趨勢に沿うものであるが、身近な住宅建設に注視すれば、住宅建設の社会的な技術や技能の変化から、既存の大工工務店の生産システムに歪みが生じてきている。それは木から木材へ、木材から工業製品へと、材料から部品へと変化してきているためである。それは大工工務店から木が離れてしまった原因になっている。そこで本論文は小規模な大工工務店が活性化できる手法を示し、合わせて山林の疲弊を防ぐ仕組みを提案している。そこで、これまで論じてきた第1章から第6章を以下の様にまとめることができる。

第1章では現代社会における地場の大工工務店による住宅生産システムを概観し、木造住宅の主要な材料である山林の木と、それを加工し建築する大工工務店による大工技術との関係性に着目する。現在は住宅着工件数が減少し続けている。また大工就業者も山の林業従事者も減少している。あたかも整合しているように見えるが大工就業者がリフォーム市場に引き寄せられて、大工就業者の増加は望めない。そこで今後は、山の木と大工技術の関係性をより効率的に推し進める必要がある。そのため、地場の大工工務店による木造住宅の生産技術を改良した住宅生産システムの開発を提言する。

第2章は国産杉の通直性と加工性の良さは、木造軸組真壁造の明解な部品化による家造りに適している。木造軸組真壁造の梁柱による空間構成による可変性の高い工法であり、変形性能が高く靱性富む構造特性を持つ。

部品の定義は前もって部材が加工できることであるが、それは現場作業を工場作業に置き換えることができる。そのため女性や未熟練者も住宅建設に容易に参加できる。また、真壁造の柱梁の制約による部品は、他の部品と干渉することが少なく互換性が可能である。分割されていている部品は、価格と断熱、耐震などの性能の裏付けが明らかにでき、コストが明解になる。設計者は建て主に家のイメージを明確に伝えられ、建て主は積極的に家づくりに関与できる。これは設計と施工と見積りに直接的な連動性が生まれることである。

この様な部品化による地域材住宅は、「建地割」の矩計は規格アルミサッシの高さにより、平面は3尺のダブルグリッドで柱間の内法寸法を標準化する。部品は山の木の植

生から「木取り」と「木割」で標準化を行う。この様なことを踏まえて、地域材住宅が建設されるためには山と町の共通の指南書が必要である。

第3章は古民家の耐震性能の特性を明らかにするため、現代の一般的な耐力壁を用いて限界耐力計算を行い、古民家と在来工法住宅の限界耐力計算の結果から耐震性能の特性を比較した。

古民家の損傷限界変位（中地震）は張間方向では $1/91\text{rad}$ 桁行方向では $1/87\text{rad}$ であり、安全限界変位（大地震）は張間方向で $1/19\text{rad}$ 、桁行方向では $1/17\text{rad}$ である。一方、在来工法住宅では損傷限界変位は張間方向、桁行方向とも $1/108\text{rad}$ であり、安全限界変位は張間方向で $1/15\text{rad}$ 、桁行方向では $1/16\text{rad}$ である。古民家と在来工法住宅の損傷限界変位を比べれば在来工法住宅の方が小さくなっている。これは在来工法住宅の耐震要素は大壁造のサイディングと石膏ボードの面材による耐力壁であり、古民家の土壁や貫よりも剛性が高い材料のためである。安全限界変位では双方とも同じ傾向を示していて、在来工法住宅の方が塑性域が長い傾向を示している。それは外壁のサイディングは変形が進んでも耐力が低下しないため安全限界変位が大きくなっている。

しかし、ベースシア係数の比較では、古民家の方が在来工法住宅よりも高い値を示している。在来工法住宅は張間方向、桁行方向とも $1/60\text{rad} \sim 1/40\text{rad}$ 時がベースシア係数のピークになっていて、その後の耐力は減少に転じている。しかし、古民家では $1/40\text{rad}$ を過ぎても減少することなく増加して、 $1/15\text{rad}$ においても減少はしない。限界耐力計算では在来工法住宅の安全限界変位が大きく古民家と同じような傾向であるが、特定変形時のベースシア係数を見ると、在来工法住宅の塑性域はそれほど長くはない。その点、古民家は塑性域が長く変形能力が高い構造特性を示している。

第4章では開発した部材内蔵型金物が持つ機能と特徴を以下の様に示す。

- (1) 木部材内に内蔵可能
- (2) 引張り力だけを補強
- (3) 部材に内蔵されても後締めできる金物
- (4) 加工による断面欠損の極小化
- (5) 一般的な在来工法と同じ加工

また、力学的特性は部材内蔵型金物仕口の接合部によるエネルギー吸収が羽子板ボルトは接合部よりも2倍ほど上まっている。これは部材内蔵型金物による金物周辺のめり込み応力と塑性ひずみのひずみ硬化の特性は、エネルギー吸収が大きく、粘り強い復元力特性を示している。

なお金物と木部材との接触面積は、繊維方向で部材内蔵型金物の方が、羽子板ボルトの取り付けボルトより50%ほど大きく、繊維直交方向は、部材内蔵型金物が羽子板ボルトの座金よりも20%ほど大きい。部材内蔵型金物は、この接触面積の大きさを有して木部材のめり込みを生かしている。

部材内蔵金物に対応する標準的な在来軸組工法に用いられる横架材接合部の金物との短期基準耐力の比較は、全ての接合形式で部材内蔵型金物の方が上回っている。部材内蔵金物の各接合部は初期変位が2～5mmである。塑性域の変位は13mm～28mmであり、耐力が落ちずに変位が増大している。これは各接合部とも木のめり込みによるものである。

この様に部材内蔵型金物の力学特性は塑性域が長い性状を示している。

第5章は、開発した真壁用木製パネルで構成する耐力壁と、従来の合板張り大壁の耐力壁の面内せん断試験を行い、大変形域までの力学的特性を比較している。

まず部品化による開発する真壁用木製パネルの機能は以下の様にまとめられる。

- (1) 真壁用木製パネルを工場で製作して、現場で軸組の間に落とし込んで真壁の耐力壁をつくる。工場製作により材料や労力の無駄を省き、精度よく作れて強度のバラツキも少なくなる。
- (2) 真壁用木製パネルにスギ小幅板を利用するのは、製材時の残材や間伐材の有効活用を図るためである。
- (3) 真壁用木製パネルは開口部を除き1P(909mm)間隔に配置し、柱と土台や胴差の軸組内にはめ込む、標準化したパネルである。
- (4) 1階と2階の階高も標準化を図り、真壁の耐力壁と交換可能にするため、既製のサッシの高さに合わせた寸法（内法間隔を土台と胴差では2275mm、胴差と軒桁は2075mm）にする。この階高は一般的な住宅の階高2700mmよりも低いので剛性を高められる。

- (5) 壁の作業を現場での組み立てだけにするため、現場作業となる筋違いや合板張り大壁の耐力壁などとの混用は避ける。これは耐力壁の種類により大変形域での構造特性が異なることを回避するためでもある。
- (6) 柱梁の接合金物は、従来の部材の外面に取り付けるホールダウン金物や羽子板ボルトでは、真壁用木製パネルと干渉するため、部材内に内蔵可能な別途開発した金物を使用する。

真壁用木製パネルによる試験体は、面内せん断試験の力学特性を比較するため、柱、梁の軸組内に開発した真壁用木製パネルを組み込んだ軸組の耐力壁のW試験体と真壁用木製パネルの両面にパーライトモルタル塗軸組の耐力壁のM試験体と、それに対して在来の大壁の合板張り耐力壁のP試験体の3種類である。

W試験体は真壁用木製パネル1Pを軸組内に組み込んだ軸組である。真壁用木製パネルは対角方向圧縮抵抗力として機能し、付属する柱は浮き上がりを生じるが真壁用木製パネルの対角方向圧縮抵抗力により軸組が押されてつぶれるような上載荷重による影響は受けにくいと考えられる。

M試験体の真壁用木製パネルにパーライトモルタル塗りの壁は、主に外壁に使用する壁である。パーライトモルタル塗りの真壁用木製パネルは、剛体として自立し、加力側柱の柱脚の土台と中央柱の柱頭の胴差隅角部を広げるような対角方向圧縮抵抗力として働いている。そのため屋根や床の上載荷重との相殺から、軸組を押しつぶす様な影響は受けにくいと考えられる。なおパーライトモルタルはセメントモルタルよりも防火性、断熱性、軽量性が壁材として優れているので使用した。

P試験体は従来型の合板張り大壁の軸組の耐力壁である。初期剛性は612kN/radと高いが、変形が進みむと合板を打ち付けている釘が徐々に抜け出る。0.04rad付近で最大耐力8.1kNを示すと、合板が柱から浮き急激に耐力低下を起こした。さらに変形が進むと合板がはらみ、止め付けている釘から部分的に抜け出した。これは実際には上階の屋根や床の上載荷重は軸組を押しつぶす様な作用を与えると推察できる。

真壁用木製パネル入り軸組とパーライトモルタル塗真壁用木製パネル入り軸組は、共に終局耐力はめり込みで決まる。大変形域の0.05rad以上において、 $P-\delta$ 曲線は強度も漸増して安定的な性状を示している。限界耐力計算の評価では信頼できる耐震要素となる可能性がある。

第6章は壁量計算と限界耐力計算に基づく設計法を適用して事例住宅52棟の平面（間取り）を変えずに、地域材住宅の耐力壁と床、屋根に交換して、令46条の壁量計算¹⁾を行う。偏心の検討はこの壁量で4分割法を行う。限界耐力計算は地震による変形の応答とその過程が分かる変位増分法により、稀に起こる地震時の損傷限界変位1/120rad時と極めて稀に起こる地震時の安全限界変位は1/30rad時の仮想の壁量を算定して壁量計算結果と限界耐力計算結果とを比較することにより、壁量計算だけから担保できることを検証している。

そこで壁量計算のみを用いた安全限界変位による安全性の検証は壁量計算による1/120rad時壁量充足率が1の場合には、1階応答変形角は、張間方向で0.025(1/40)rad、桁行方向で0.032(1/31)radであると推定できる。すなわち、1/120rad時壁量充足率を必要壁量以上にすれば安全限界変位は告示指標値1/30radをクリアできることになり、設計のクライテリアの安全限界変位を1/20rad.にできることから、壁量計算だけで、大地震時の安全性の担保を確認できる。また、地域材住宅の変形性能を再確認するため事例住宅No.1～No.52の52例の特定変位1/120, 1/60, 1/40, 1/30, 1/20, 1/15rad.時のベースシア係数を比較すると、特定変位とベースシア係数の関係のグラフから、張間方向、桁行方向の平均のベースシア係数 $C_B=0.6$ のピークは1/30～1/20rad.を示している。また1/15rad.においてもベースシア係数 C_B は0.5を示している。このように地域材住宅は塑性域で高い変形性能を有していることが分かる。

このような知見から、真壁により部品化を図る地域材住宅は、塑性域で変形性能が高い耐震性を具備する工法になっている。

本論文に関連する研究業績一覧

- 1) 木質部材連結具（日本国特許）第2925329号, 1997年5月 ウェッジピン（ドイツ連邦国特許）第49902686, 1号, 1999年8月
- 2) ウェッジピン（アメリカ合衆国特許）Des. 422, 200
- 3) 木質部材連結具（日本国特許）第3805641号, 2000年4月
- 4) 木質部材連結具（日本国特許）第3805641号, 2006年5月
- 5) 穴あけ装置（日本国特許）第4355390号, 2009年6月
- 6) 木質在来工法用金物「丸くさび」の特性について, 関東能力開発大学校岩田研究室, 日本建築学会（東海）, 2003年9月
- 7) 非露出形接合金物を有する耐力壁の特性について, 関東能力開発大学校岩田研究室, 日本建築学会（東海）, 2003年9月
- 8) 佐野の家室内空気質・気密測定, 新潟大学赤林研究室, 2009年8月
- 9) 実大実験による在来構法住宅耐力効果検証に関する研究, 関東能力開発大学校岩田研究室, 武蔵工業大学大橋研究室, 日本建築学会（関東）, 2006年9月
- 10) 「鬼に金棒」ホールダウン性能評価実験, 財建材試験センター, 2003年9月
- 11) 林野庁林業再生プラン補助事業補強金物「鬼に金棒」性能評価実験, 財日本総合建築試験所, 2011年6月
- 12) 林野庁林業再生プラン補助事業とちぎの木の家耐震要素実験, 財日本総合建築試験所, 2012年11月
- 13) ものづくり中小企業・小規模事業者試作開発等支援補助金交付, 接着剤充填木質（木）材内蔵鋼管ドリフトピン接合の開発と実用化のための性能評価実験, 財建材試験センター, 2016年, 8月, 財日本総合建築試験所, 2016年, 9月
- 14) 職人工房を持った設計事務所, 住宅建築, ㈱建築資料研究社, 1995年12月
- 15) 設計のための現場道具[活用]事典, 建築知識, ㈱建築知識, 1997年3月
- 16) 半セルフビルドの森の家, 住宅建築, 建築資料研究社, 1998年11月 木の特性を殺さない補強金物の提案, 住宅建築, ㈱建築資料研究, 1999年5月
- 17) 木造住宅[現場監理] 100の勘どころ, 建築知識, ㈱建築知識, 1999年10月
- 18) 住みたい家を誰とつくるか, チルチンびと, ㈲風土社, 2002年1月
- 19) プロが教える[国産材]なんでも読本, 建築知識, ㈱建築知識, 2004年3月
- 20) オープンシステムの構築に向けて, 住宅建築, ㈱建築資料研究社, 2005年4月
- 21) 本物の木の家の値段, チルチンびと, ㈲風土社, 2005年4月
- 22) ベストセクション住宅建築家81, 住宅建築, ㈱建築資料研究社, 2005年11月
- 23) ポスト量産化住宅時代の工業化住宅Vol. 001～006, 新建ハウジングプラス1, 新建新聞社, 2007年4月～9月
- 24) 現代風・内外真壁造で耐震化と合理化を両立, 建築知識, ㈱建築知識, 2009年4月
- 25) 濡れ縁の家に住んで23年, 住む, 農文協, 2010年6月
- 26) 山の木を無駄なく使う真壁の家, 住む, 農文協2, 2012年4月
- 27) 木造軸組真壁構造に用いる部材内蔵型金物の開発と力学特性, 丸山純夫, 入江康隆, 日本建築学会技術報告集, 第50号, 2016年2月号に掲載
- 28) 真壁用木製パネルによる耐力壁の開発とその構造特性, 丸山純夫, 入江康隆, 日本建築学会学術講演会, 九州大会, 2016年8月
- 29) 真壁用木製パネルの開発と面内せん断試験, 丸山純夫, 入江康隆, 日本建築学会技術報告集, 2017年6月号に掲載決定

謝辞

木は人間にとりなじみやすいものですが、その性質は面白いほど人間的な性質を持っています。そのため木と友人になり今に至っています。そこで本論文は、私事ですが、40年にわたり、木造住宅の設計と施工に関わってきたことをまとめたものです。論文をまとめるにあたり、たくさんの先輩の影響や協力を得てきたことが自覚できます。特に若い時に知り得た先輩により、自己の方向性を決定できたことに不思議さを感じます。

まず学卒で就職した東京・日本橋、岡本建築設計事務所の皆様には感謝いたします。特に所長でありました構造家・岡本剛博士には、浅学な若者に、自然から学ぶ建築構造学の素養を育てていただいたことに感謝申し上げます。また、学生の時、オランダ、N. J. ハブラーキン教授の「あなたには<普通>はデザインできない」という短文に目が留まり、後に大野建築アトリエの大野勝彦博士が言われる、部品の概念と通底していることに気づきました。本論文はこのお二人の思想でできていると思います。

宇都宮大学大学院、工学研究科、博士後期課程、システム創成工学専攻の入江康隆名誉教授には当大学院の入学を勧めていただき、また懇切丁寧に各論文のご指導をして頂きました。ここに深い感謝の意を申し上げます。

本論文の先駆けとなる開発研究をしていただきました、関東能力開発大学校の岩田純明教授には特に深く感謝いたします。また共に実験をしていただきました岩田研究室の松岡旦講師と宇都宮直樹講師の両先生に感謝申し上げます。

この実験をするにあたり、金物の試作していただきました(有)TIFの今井好夫氏と恒河製作所の鈴木恒夫氏に感謝申し上げます。また数々の木部材の試験体を製作していただきました(株)ユー建築工房の丸山徹氏をはじめ工房の皆様に感謝いたします。また試験体の左官を行った岸田貞男氏に感謝いたします。なお本論文作成の動機を授けていただきました(有)建築資料社・住宅建築・編集長の植久哲男氏に感謝いたします。

本論文の骨格となるとちぎの木でつくる耐力壁の性能検証に、試験体を製作していただいた、NPO とちぎの木で家をつくる会の会員諸氏、特に故大野格会長には性能検証を進めるにあたり、過分の協力をしていただいたことに感謝いたします。それと共に、お約束をした、とちぎの木の家による耐震性能の結果をご報告いたします。また、耐力壁の性能検証の端緒をつくっていただいた、栃木県林業振興課の大野英克氏と、数々の予備実験をしていただいた栃木県林業センターの亀山雄宰氏とそのスタッフに感謝申し上げます。また、耐力壁の実用化を図るための実験を行った(財)建材試験センターの高橋仁氏と伊藤嘉則氏に感謝いたします。並びに、(財)日本建築総合試験所の完山利行氏、今

西達也氏、福森大造氏、中尾裕典氏に感謝いたします。この実験に際してのご助言と、本論文で利用している変位増分法の限界耐力計算法を開発した京都大学名誉教授の鈴木祥之博士に深く感謝申し上げます。また、お忙しいところ、共に本論文の中心となる予備実験をしていただきました、足利工業大学の尾内俊夫博士と尾内研究室の講師陣に感謝いたします。なお本実験のデータを取りまとめていただきました、宇都宮大学・入江研究室及び技術専門職員・野俣善則氏に感謝いたします。

宇都宮大学大学院、工学研究科、博士後期課程、システム創成工学専攻の三橋伸夫教授に本論文の主査をお受けくださいましたことに深く感謝申し上げます。また副査をお受けくださいました増田浩志教授並びに杉山英教授、ご助言を頂きました郡公子教授、中島史郎教授の各位に感謝いたします。

末筆になりますが、長期の論文作成の中で、健康管理を司ってくれた妻一恵と、陰ながら協力していた長男敦史とその家族、次男裕平、長女朋子に感謝の意を表します。

2017 年 1 月 丸山 純夫